

ANÁLISE DA INTERAÇÃO ENTRE CAMADA DE DISTRIBUIÇÃO E INCLUSÃO RÍGIDA

DANILO VÍTOR DOS SANTOS MÜTZENBERG

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA CIVIL

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

BRASÍLIA/DF: DEZEMBRO – 2018

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE DA INTERAÇÃO ENTRE CAMADA DE DISTRIBUIÇÃO E
INCLUSÃO RÍGIDA**

DANILO VÍTOR DOS SANTOS MÜTZENBERG

ORIENTADOR: JUAN FELIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, Dsc.

COORIENTADOR: JULIAN ASDRUBAL BURITICÁ GARCIA, MSc.

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA CIVIL

BRASÍLIA, DF: DEZEMBRO/2018

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE DA INTERAÇÃO ENTRE CAMADA DE DISTRIBUIÇÃO E
INCLUSÃO RÍGIDA**

DANILO VÍTOR DOS SANTOS MÜTZENBERG

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Juan Felix Rodríguez Rebolledo, Dsc. (Unb)

(Orientador)

Pesc. Julian Asdrubal Buriticá Garcia, Msc. (Unb)

(Coorientador)

Prof. André Luiz Brasil Cavalcante, DSc. (Unb)

(Examinador interno)

Prof^a. Cláudia Marcia C. Gurjão, DSc. (Unb)

(Examinador interno)

FICHA CATALOGRÁFICA

MÜTZENBERG, DANILO VÍTOR DOS SANTOS

Análise da interação entre camada de distribuição e inclusão rígida

[Distrito Federal] 2018.

81p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2018)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de
Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Inclusões rígidas

2. Solos Colapsíveis

3. Efeito de arco

4. Análise numérica

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Bacharel)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MÜTZENBERG, D. V. S. (2018). Análise da interação entre camada de distribuição e inclusão rígida. Monografia de Projeto Final em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 81p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Danilo Vítor dos Santos Mützenber

TÍTULO: Análise da interação entre camada de distribuição e inclusão rígida.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2018

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Danilo Vítor dos Santos Mützenber
SHIN QI 16 conjunto 4 casa 14
CEP: 71530-240 Brasília – DF – Brasil

*“Se eu vi mais longe, foi por estar sobre
ombros de gigantes”*

Isaac Newton, 1675

AGRADECIMENTOS

Aos meus queridos pais Vera Lúcia e Ivo por terem me apoiado de todas as formas possíveis durante o curso, por servirem de exemplo tanto profissional quanto pessoal, por terem me ensinado e me educado. Apenas posso agradecer por tudo que me têm dado, pois nunca conseguirei compensar a dedicação que sempre manifestaram.

Ao Professor Juan pela orientação, apoio e confiança ao longo das supervisões das minhas atividades que ocorreram durante este último ano. Agradeço também ao meu Coorientador e amigo, Julian, pela cooperação e orientação durante as diversas horas passadas no Laboratório de Geotecnia

Às minhas irmãs Marília Beatriz e Érica Beatriz, por serem minhas parceiras de todas as horas, por estarem sempre me apoiando, mesmo estando distante ou próximas.

Aos meus amigos, companheiros e irmãos na amizade, que fizeram parte da minha formação e que vão continuar presentes em minha vida com certeza.

A todos os professores, por me proporcionar o conhecimento e crescimento profissional. Não há melhor título para lhes dar do que a palavra mestre, no sentido de se referenciar àqueles que acreditam na grandiosidade da doação, do altruísmo e da capacidade de despertar outras pessoas para a aventura ímpar do aprendizado.

RESUMO

O crescimento populacional está levando a um crescimento tanto horizontal quanto vertical das cidades, exigindo um maior aproveitamento do solo. Com isso, regiões que antes não tinham construções por possuir um solo muito compressível e/ou com pouca capacidade de carga, agora estão sendo exploradas, exigindo novas técnicas de construção e, entre elas, está a utilização de inclusões rígidas. Brasília é um bom exemplo desse fenômeno. Em muitos locais do Distrito Federal são encontradas camadas de solo colapsível de espessuras consideráveis, fato que leva à utilização de fundações profundas a fim de controlar os recalques em grande parte das obras, o que causa o aumento do seu custo. As inclusões rígidas seriam boas alternativas para o controle de recalque e diminuição dos custos de obra. O uso de inclusões rígidas tem sido muito estudado no México e na Europa para casos de solos moles, tendo o objetivo de controlar os recalques em edifícios de baixa altura. Este trabalho tem como objetivo estudar os fenômenos que ocorrem na camada de distribuição para que se possa entender os mecanismos de ruptura dessa camada e a carga máxima que se é possível suportar com este tipo de fundação no solo de Brasília. Para isto, as análises foram realizadas por meio de modelagens numérica e física, as quais possibilitaram o estudo deste problema complexo que envolve diversas variáveis, realizadas em um software de elementos finitos. A modelagem física foi realizada em escala real, comparando condições de resistência e de geometria do problema para obter valores de deslocamentos, tensões no solo compactado e as cargas recebidas pelas inclusões. O modelo físico foi dimensionado de forma a simular os efeitos de um conjunto de inclusões rígidas com um metro de espaçamento entre elas e uma camada de distribuição com 45 cm de altura e composta pelo solo típico de Brasília compacto. Posteriormente, foi realizado a modelagem numérica simulando o modelo físico anteriormente citado, obtendo curvas carga aplicada *versus* deslocamento para cada geometria utilizada na modelagem física. A partir desses modelos foi possível comparar condições geométricas utilizadas e condições do solo no seu estado ótimo e no seu estado saturado, simulando condições de ruína do solo colapsível, obtendo as cargas máximas suportadas para cada caso e possíveis superfícies de ruptura.

ABSTRACT

The population growth is leading to a horizontal and vertical expansion of the cities, demanding a better use of the soil. Therefore, regions that weren't used for residence building because of the low bearing capacity soil, now are being required, demanding new construction techniques, and between them is the rigid piles. Brasilia is a good example of this phenomenon. In many regions of the Federal District, deep layers of collapsible soil are found, fact that require the use of deep foundations to control the settlements in most of the constructions. Rigid piles are a good alternative to settlements reduction and an economic and effective solution. The use of this type of foundation has been studied in Mexico e Europe for soft soil, having the primary objective of controlling the settlements of small buildings. The objective of this paper is to study the phenomenon occurred inside of the distribution layer to be able to comprehend the rupture mechanism of that layer and the maximum load that is possible to sustain with this type of foundation on Brasilia`s soil. Thereunto, the analyses were realized by means of numerical and physical modelling, which enabled the study of this complex problem with many variables. The physical model in real scale was constructed, comparing resistance and geometry conditions of the problem in order to obtain information about displacements, stresses inside the compacted soil and the load received by the rigid pile. The physical model was dimensioned to simulate the effects of a group of piles with a meter of distance between them and a distribution layer of 45 centimeters tall made of compressed Brasilia`s soil. Then a numerical model simulating the physical model beforehand spoken of was elaborated to obtain load *versus* displacement curves to each geometry used in the physical model. With these models, was possible to compare geometries conditions and soil in best and worst conditions, obtaining the maximum loads supported by each geometry and possible ruptures surfaces.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	MOTIVAÇÃO	1
1.2	OBJETIVOS	2
1.2.1	Objetivo geral	2
1.2.2	Objetivos específicos	2
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1	INCLUSÕES RÍGIDAS	4
2.1.1	Tipos de inclusões	4
2.1.1.1	Inclusões de atrito negativo	5
2.1.1.2	Inclusões de solo-cimento.....	6
2.1.1.3	Inclusões injetadas	7
2.1.1.4	<i>Jet Grouting</i>	8
2.1.2	Casos de aplicação.....	9
2.1.3	Mecanismos de transferência de carga	9
2.1.3.1	Método de Terzaghi, adaptado por Russel e Pierpoint (1997)	10
2.1.3.2	<i>British Standard</i> (BS 8006, 1995)	13
2.1.3.3	<i>German Standard</i> (EGBEO, 2004).....	14
2.1.3.4	Método de Combarieu	15
2.2	SOLOS COLAPSÍVEIS	16
2.2.1	Definição	16
2.2.2	Características principais	17
2.2.3	Princípio das tensões efetivas e resistência ao cisalhamento dos solos não saturados	21
2.2.4	Mecanismos de ruptura.....	23
2.2.5	Danos estruturais resultantes do colapso do solo de fundação	24
2.2.6	Proposta do uso de inclusões para controle do colapso.....	26
2.3	MODELAGEM FÍSICA E NUMÉRICA	27
2.3.1	Modelagem física	27
2.3.2	Modelagem numérica	28
3	METODOLOGIA.....	30
3.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DO SOLO	30
3.1.1	Índices físicos do solo	30
3.1.2	Ensaio de compactação.....	31
3.1.3	Ensaio de Cisalhamento Direto	32

3.2	MODELAGEM FÍSICA	32
3.2.1	Procedimento metodológico	35
3.2.2	Montagem e ensaio do modelo físico	36
3.3	MODELAGEM NUMÉRICA	42
3.3.1	Programa utilizado.....	42
3.3.2	Modelo constitutivo	43
4	RESULTADOS E ANÁLISES	45
4.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DO SOLO	45
4.1.1	Índices físicos do solo	45
4.1.2	Ensaio de compactação.....	46
4.1.3	Ensaio de Cisalhamento Direto	47
4.2	MODELAGEM FÍSICA	48
4.2.1	Resultados do modelo físico.....	49
4.3	MODELAGEM NUMÉRICA	52
4.3.1	Características do modelo.....	53
4.3.2	Modelagem com solo na umidade ótima.....	54
4.3.3	Modelagem da camada de distribuição estado inundada.....	58
5	CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	61
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	62

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Esquema de uma fundação com inclusões rígidas (Paniagua, 2013).....	1
Figura 2. Inclusões de atrito negativo (Rodrigues, 2001).....	6
Figura 3. Inclusões de solo cimento (Imagem retirada de https://petcivilufjf.wordpress.com/2016/04/18/aterros-estruturados/).	7
Figura 4. Processo de execução da inclusão injetada (imagem retirada de: https://www.solotratcentrooeste.com.br/alluvialanker).....	7
Figura 5. Fases de execução de <i>Jet Grouting</i> . Imagem retirada de http://www.railsystem.net/jet-grouting/	8
Figura 6. Método de Terzaghi (Jenck <i>et al.</i> 2005).....	10
Figura 7. Esquema da malha de capitéis e o sistema de abóbadas (Echeverría, 2006)..	11
Figura 8. Efeito de arqueamento, vista bidimensional (Echeverría, 2006).	12
Figura 9. Modelo de arqueamento proposto por Kempfert <i>et al.</i> (1997).....	14
Figura 10. Reação do solo pelo método da EGBEO (2004).....	15
Figura 11. Atrito ao longo do fuste da estaca (Jenck <i>et al.</i> , 2005).	16
Figura 12. Arranjos estruturais de solos colapsíveis (Alonso <i>et al</i> , 1987).....	18
Figura 13. Curvas de compressibilidade vindas do ensaio de adensamento: a) simples e b) duplo (Vilar e Ferreira, 2015).	20
Figura 14. Variação de volume durante o processo de colapso.....	24
Figura 15. Metodologia do Projeto Final.....	30
Figura 16. Esquema do modelo físico utilizado no Laboratório de Geotecnia	33
Figura 17. Corte do modelo utilizado em laboratório.	33
Figura 18. Distribuição em planta de um grupo de inclusões ou estacas dispostas como uma grelha (Rodrigues, 2001).	34
Figura 19. Camadas de compactação e posicionamento das CTTs.	37
Figura 20. Umedecimento e homogeneização do solo	37
Figura 21. Preparação do interior do cilindro de concreto	38
Figura 22. Colocação do solo no modelo	38
Figura 23. Compactação de uma camada de solo.....	39
Figura 24. Preparação entre as camadas de solo	39
Figura 25. Preparação e posicionamento da instrumentação.....	40
Figura 26. Última camada compactada	40

Figura 27. Célula de carga da inclusão rígida	40
Figura 28. Preparação para início do carregamento	40
Figura 29. Ruptura do solo após o carregamento	41
Figura 30. Retirada do solo do modelo	41
Figura 31. Análise das camadas de solo após ruptura e verificação de cunhas de ruptura	41
Figura 32. Gráfico dos resultados em laboratório do ensaio de compactação.	46
Figura 33. Resultado do ensaio de cisalhamento direto.	47
Figura 34. Envoltória de resistência para o caso do solo natural e do solo saturado.	48
Figura 35. Modelo Físico montado no Laboratório de Geotecnia da UnB.	49
Figura 36. Comparação da carga aplicada no pistão com a carga recebida pela inclusão (Buriticá, 2018).....	50
Figura 37. Bloco de solo.....	51
Figura 38. Geometria do modelo numérico utilizado.....	53
Figura 39. Gráfico de carga <i>versus</i> deslocamento para inclusões de diâmetro de 10, 15 e 20 cm para solo na umidade ótima.	55
Figura 40. Malha deformada para a simulação com inclusão de 10 cm.....	56
Figura 41. Pontos plásticos obtidos nas simulações para as diferentes inclusões com solo na umidade ótima, onde os pontos vermelhos representam pontos plastificados por compressão, e os pretos, pontos plastificados por tração. (a) Inclusão de 10 cm, (b) Inclusão de 15 cm e (c) Inclusão de 20 cm.....	56
Figura 42. Possível superfície de ruptura.	57
Figura 43. Gráfico de carga <i>versus</i> deslocamento para inclusões de diâmetro de 15 e 20 cm para solo no estado saturado.	59
Figura 44. Pontos plásticos obtidos nas simulações para as diferentes inclusões com solo saturado, onde os pontos vermelhos representam pontos plastificados por compressão, e os pretos, pontos plastificados por tração. (a) Inclusão de 15 cm e (b) Inclusão de 20 cm.	60

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Principais tipos de inclusões rígidas (Briançon, 2002).....	5
Tabela 2. Critérios de identificação de solo colapsível com base em índices físicos (Vilar e Ferreira, 2015).	19
Tabela 3. Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia a partir de resultados de ensaios edométricos simples (Vilar e Ferreira, 2015).....	21
Tabela 4. Resumo dos índices físicos do solo.	45
Tabela 5. Valores de umidade ótima, e pesos específicos máximos.	46
Tabela 6. Valores de coesão e de ângulo de atrito para os estados natural e saturado... ..	48
Tabela 7. Resumo dos parâmetros do solo compactado na umidade ótima.	54
Tabela 8. Média das tensões normais nas inclusões de 10, 15 e 20 cm para o solo com umidade ótima.	58
Tabela 9. Resumo dos parâmetros do solo no estado saturado.	58
Tabela 10. Média das tensões normais nas inclusões de 10, 15 e 20 cm para o solo saturado.....	60

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

a	Diâmetro da inclusão ou do capitel
A_p	Área da seção da estaca
C_c	Coeficiente de arco
γ	Peso específico do solo
d	Diâmetro da estaca
δ	Relação largura do capitel / espaçamento das estacas
e_i	Índice de vazios até a tensão considerada sob umidade natural (antes da inundação)
e_c	Índice de vazios em consequência da inundação
ε_i	Deformação volumétrica específica até a tensão considerada sob umidade natural (antes da inundação)
ε_c	Deformação volumétrica específica em consequência da inundação
φ_M	Ângulo de atrito interno do solo da camada de distribuição
E_1	Eficiência na coroa do arco
H	Espessura da camada de solo do aterro
h_i	Altura do corpo de prova até a tensão considerada sob umidade natural (antes da inundação)
h_c	Altura do corpo de prova em consequência da inundação
H_M	Altura da camada de distribuição
K_a	Coeficiente de empuxo ativo
K_p	Coeficiente de empuxo passivo de Rankine
L	Largura do capitel
q_s	Tensão média vertical
q_0	Sobrecarga superficial
S ou s	Distância entre eixos das estacas
S_m	Espaçamento máximo entre as estacas
σ	Tensão total
σ'	Tensão efetiva
u_a	Pressão de ar dos poros
u_w	Poropressão ou pressão neutra

χ	Parâmetro que depende do grau de saturação, variando entre zero para solo perfeitamente seco e 1 para solo saturado
$tg\phi$	Ângulo de atrito com respeito a variações na tensão total média quando a sucção matricial é mantida constante
$tg\phi_b$	Ângulo de atrito com respeito a variações na sucção matricial quando a tensão total média é mantida constante

1 INTRODUÇÃO

O uso de inclusões rígidas tem sido muito estudado no México (López *et al.*, 1999; Rodríguez & Auvinet, 1999; Rodríguez 2001, 2010; Santoyo & Ovando, 2006) e na Europa (Combarieu, 1990; Simon & Scholsser, 2006; entre outros) para casos de solos moles, tendo o objetivo de controlar os recalques em edifícios de baixa altura.

Este tipo de técnica permite realizar um reforço do solo a partir da construção de elementos cilíndricos (tipo estacas), não ligados à fundação (Figura 1), que podem ser realizados por perfuratrizes a trado ou hélice contínua, injeção à baixa pressão, *jet grouting* e colunas de brita ou de misturas de solo com cal ou cimento. Os carregamentos da edificação são transmitidos às cabeças das inclusões através de uma camada de solo compactado de 0,5m a 2m de espessura, chamada de camada distribuição (Figura 1). Com o seu baixo custo e com a sua facilidade de execução, as inclusões rígidas seriam uma alternativa às fundações profundas atualmente realizadas no Distrito Federal - DF.

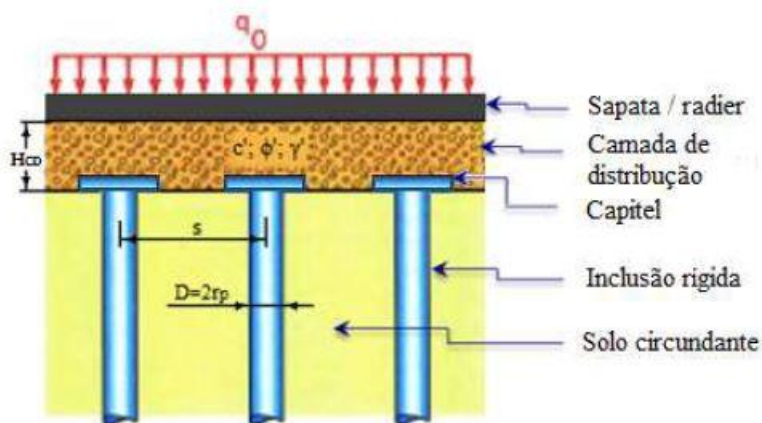


Figura 1. Esquema de uma fundação com inclusões rígidas (Paniagua, 2013).

Para a sua utilização, a interação entre as inclusões com a camada de distribuição precisa ser melhor estudada, uma vez que é um fenômeno complexo que envolve muitas variáveis. Para isso, é necessário o uso de modelos físicos, reduzidos ou em escala real, e o uso de ferramentas como modelagem numérica para um estudo minucioso e preciso desse fenômeno.

1.1 MOTIVAÇÃO

O crescimento populacional está levando a uma expansão tanto horizontal quanto vertical das cidades, exigindo um maior aproveitamento do solo. Com isso, regiões que antes não tinham construções por possuir um solo muito compressível e/ou com pouca

capacidade de carga, agora estão sendo exploradas, exigindo novas técnicas de construção e, entre elas, está a utilização de inclusões rígidas.

Brasília é um bom exemplo desse fenômeno. Em muitos locais do DF são encontradas camadas de solo colapsível de espessuras consideráveis, fato que leva à utilização de fundações profundas a fim de controlar os recalques em grande parte das obras, o que causa o aumento do seu custo. As inclusões seriam boas alternativas para o controle de recalque e diminuição dos custos de obra.

As vantagens que as inclusões têm sobre o sistema de estacas tradicionais são (Rodríguez, 2001):

- a) as inclusões não precisam de reforço estrutural (aço) já que são submetidas unicamente a cargas de compressão relativamente baixas, o que gera uma otimização do uso de material no elemento e uma redução importante no custo da fundação;
- b) diminui-se a quantidade de reforço estrutural na fundação (sapata ou radier) uma vez que a inclusão não induz cargas pontuais sobre ela;
- c) os procedimentos construtivos empregados para as inclusões permitem desenvolver, se necessário, o reforço de fundações em condições de acesso limitado e com equipamento pequeno.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo principal estudar a interação entre inclusão rígida e camada de distribuição nos solos colapsíveis do Distrito Federal, através de modelagem numérica e física do problema.

1.2.2 Objetivos específicos

Estudar a distribuição de tensões na camada de distribuição por meio da análise numérica, identificando os pontos críticos para o funcionamento deste tipo de sistema de fundação.

Comparar os dados obtidos pela modelagem numérica do problema com resultados vindos de um modelo físico montado no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília com a finalidade de validar o modelo numérico, tornando os seus resultados mais confiáveis.

Analisar as cargas máximas suportadas para determinadas geometrias do sistema, considerando parâmetros do solo compactado de Brasília para verificar a viabilidade desse tipo de fundação na região.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

A dissertação foi dividida em cinco capítulos. Neste primeiro, o leitor é introduzido ao tema e são apresentadas as motivações, os objetivos e a estrutura do trabalho.

No capítulo 2, é apresentada a revisão bibliográfica, trazendo a base teórica necessária para entender o fenômeno da interação entre as inclusões rígidas e a camada de distribuição. A revisão foi dividida em três subcapítulos: o primeiro, discorre sobre as inclusões rígidas, apresentando o seu conceito, os tipos de inclusões e a sua funcionalidade, além dos mecanismos de transferência de carga; o segundo, explica o conceito de solos colapsíveis e a sua problemática; por último, o terceiro, trata das modelagens físicas e das modelagens numéricas, explicando a diferença entre elas.

No capítulo 3, são descritas as metodologias que foram utilizadas para realizar as análises deste trabalho.

No capítulo 4, os procedimentos utilizados e os resultados obtidos nas modelagens física e numérica serão mostrados, assim como conclusões obtidas das análises dos resultados.

Ao final é apresentado uma conclusão geral sobre o trabalho, concluindo a funcionalidade das inclusões rígidas para controle de recalque em solos colapsíveis e é também sugerido possíveis pesquisas adicionais que podem ser feitas ainda com o tema em questão.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INCLUSÕES RÍGIDAS

Inclusões são elementos de reforço geralmente cilíndricos, mecanicamente contínuos e tipicamente verticais. Diferente das estacas, são desconectadas da fundação, ou seja, não são ligadas a blocos de coroamento ou radier, facilitando a sua execução. São fabricadas usando diferentes técnicas como: perfuratrizes a trado, injeção à baixa pressão, *jet grouting*, colunas de brita, de areia e de mistura de solo com cal ou com cimento.

Pérez (2017) explica que uma fundação com inclusões rígidas possui quatro componentes que interagem entre si: a fundação da estrutura, podendo ser um radier ou sapatas; a camada de distribuição ou plataforma de transferência de carga; as inclusões rígidas com ou sem capitéis; e o solo circundante.

O princípio do reforço de solos moles pelas inclusões rígidas se baseia na transmissão do carregamento superficial para o substrato inferior ao solo mole pela associação da camada de distribuição, localizada entre a estrutura e o solo reforçado, e a rede de inclusões rígidas construídas dentro do solo mole (Jenck *et al.*, 2005).

A camada de transmissão geralmente é feita de solos granulares friccionais como cascalho e areia, porém estudos estão sendo realizados com solos colapsíveis do Distrito Federal. Seu funcionamento, de acordo com Jenck *et al.* (2005), ocorre pela acomodação e consolidação do solo de fundação, que geram recalques diferenciais entre as inclusões e o solo mole. Devido a esses recalques, esforços cisalhantes são gerados na camada de distribuição, formando arcos que transferem os esforços do material de fundação para as inclusões rígidas. O efeito de arco, como o fenômeno é chamado, permite a transferência de carga dos elementos menos rígidos, como o solo deformável, para os elementos mais rígidos, homogeneizando e reduzindo os recalques na superfície.

Outro mecanismo que diminui os recalques é o atrito entre as inclusões e o solo, formando uma complexa interação solo-estrutura (Jenck *et al.*, 2005). Rodriguez (2001) descreve que, além dos esforços de ponta nos extremos das inclusões, desenvolvem-se esforços de atrito negativo na parte superior do elemento e atrito positivo na parte inferior, divididas entre si por um nível neutro.

2.1.1 Tipos de inclusões

Briançon (2008) traz um resumo dos vários tipos de inclusões rígidas e o módulo de elasticidade usual de cada uma, como pode ser visto na Tabela 1. Esta seção explicará melhor os tipos de execução mais usuais atualmente.

Tabela 1. Principais tipos de inclusões rígidas (Briançon, 2002).

Tipos de inclusão			E (MPa)
Inclusões pré-fabricadas	Inclusões de madeira		14000
	Inclusões de aço		200000
	Inclusões de concreto		10000 – 20000 ¹
Inclusões construídas <i>in-situ</i>	Inclusões de deslocamento e extração	Deslocamento	2000 - 10000 ²
		Perfuração	
		Perfuração entubada	
		Hélice contínua	
	VCC (Vibro Concrete Column)		10000
	CMC (Colunas de Módulo Controlado)		500 - 20000 ²
	Mistura com solo	<i>Jet Grouting</i>	500 – 1000 (força de compressão)
		<i>Deep Soil Mixing</i>	20 - 200 ³

¹ Com base no tipo de concreto e armadura

² Depende do tipo de argamassa

³ Depende do tipo de ligante

2.1.1.1 Inclusões de atrito negativo

Rodriguez (2001) descreve que este tipo de fundação consiste em inclusões cuja ponta inferior se instala na camada mais resistente, enquanto a ponta superior se deixa penetrar através da laje de fundação. As inclusões recebem então a carga da estrutura, assim como a sobrecarga causada pela consolidação do solo, e as transfere à camada inferior pelo atrito negativo que se desenvolve em sua haste e pela sua ponta inferior.

Girault (1964), citado por Rodriguez (2001), explica que existem fundações mais elaboradas utilizando as inclusões de atrito negativo, uma das quais seria o caso das inclusões entrelaçadas (Figura 2). Esse sistema consiste em estacas tradicionais ligadas à estrutura, mais inclusões de atrito negativo apoiadas na camada com maior resistência, porém com suas pontas superiores distanciadas da referida estrutura. A disposição diferenciada diminui a magnitude dos esforços induzidos no solo pelo peso da estrutura e os colchões de solo, formados entre as estacas e a camada mais resistente e entre as inclusões e a estrutura, absorvem, assim, os recalques da formação menos resistente superior.

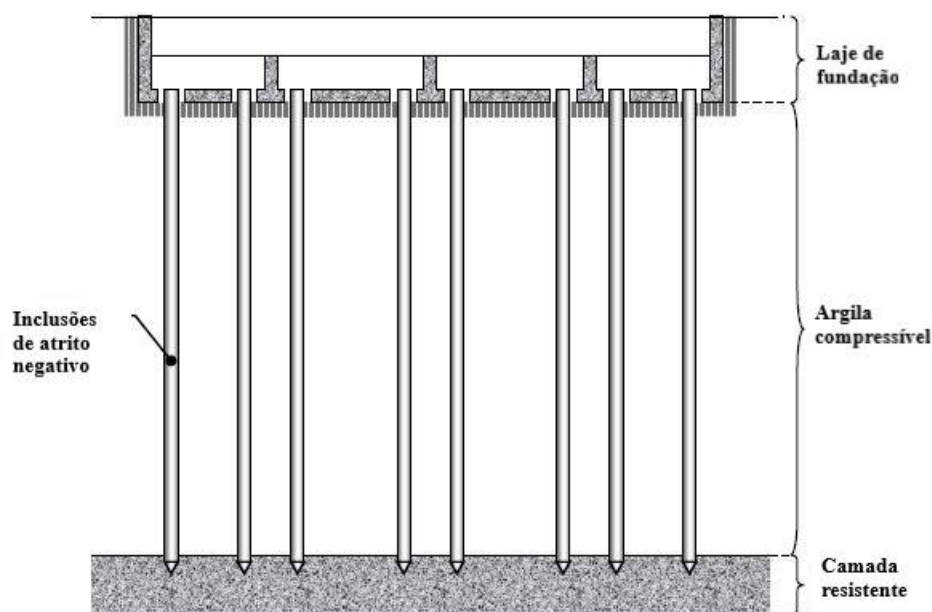


Figura 2. Inclusões de atrito negativo (Rodrigues, 2001).

2.1.1.2 Inclusões de solo-cimento

O processo de execução explicado por Bowles (1997) das Colunas de Solo-Cimento, SCP, em inglês, utiliza uma perfuradora especial. À medida que esta perfuradora se aprofunda no solo, ela corta, tritura o solo e adiciona cimento, com ou sem aditivos, simultaneamente. Ao chegar na profundidade certa, a perfuradora é recolhida com um movimento rotacional inverso, misturando o solo com o cimento injetado de forma homogênea.

O processo descrito é extremamente rápido e as SCP formadas variam de diâmetro de 0,6 m a 1 m e alcançam profundidade de até 10 m, sendo notados casos de profundidade de 35 m.

Essas inclusões podem ser utilizadas de forma isolada ou, como mais usual, de forma linear menos espaçada, formando paredes para manter uma escavação aberta ou espaço para outras fundações (Figura 3). A resistência dessa formação seria a mesma resistência da compressão não-confinada dos corpos de prova do solo-cimento.



Figura 3. Inclusões de solo cimento (Imagem retirada de <https://petcivilufjf.wordpress.com/2016/04/18/aterros-estruturados/>).

2.1.1.3 Inclusões injetadas

As inclusões injetadas de pequeno tamanho podem ser genericamente chamadas de microestacas (Figura 4). Esta técnica é utilizada, desde a década de 1980, com a finalidade de reforçar fundações existentes pela facilidade de execução em lugares de difícil acesso e por proporcionar excelente suporte estrutural, diminuindo recalques (Rodriguez, 2001).

Pode-se dizer que a sua característica principal é o seu diâmetro reduzido, permitindo sua produção com equipamentos pequenos e simples em comparação com estacas tradicionais.

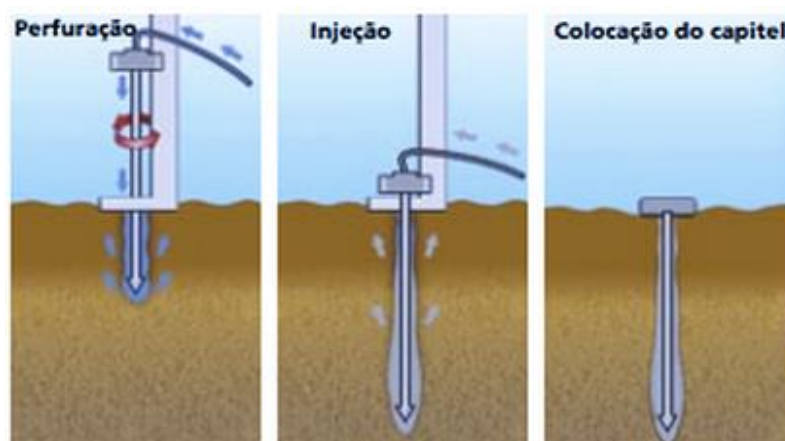


Figura 4. Processo de execução da inclusão injetada (imagem retirada de: <https://www.solotratcentroeste.com.br/alluvialanker>).

2.1.1.4 Jet Grouting

Segundo Bowles (1997), esta técnica vem sendo utilizada desde a década de 1970 e possui diversas variações. Basicamente, consiste em usar perfuradoras com jatos de alta pressão para escavar e misturar o solo simultaneamente, de forma similar ao caso do solo-cimento. Groute à base de cimento é forçada então pelos jatos para se misturar ao solo solto durante a escavação, formando depois de sua cura uma coluna de material rígido, melhorando as características geotécnicas do solo (Figura 5).

Rodriguez (2001) discute sobre o raio da inclusão, que é chamado de raio de ação, neste caso, definindo fatores dependentes, tais como:

- pressão de trabalho, a qual depende da bomba utilizada, tendo uma faixa de ação de 100 a 82000 kPa;
- tempo de injeção, que se determina pela velocidade de retirada da haste de perfuração;
- características do solo, tais como esforço cortante e porosidade;
- características da haste de perfuração.

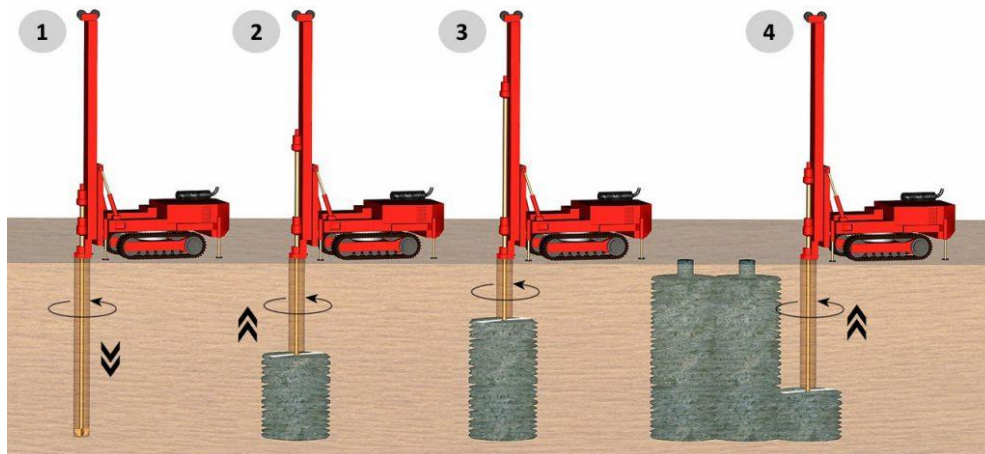


Figura 5. Fases de execução de Jet Grouting. Imagem retirada de <http://www.railsystem.net/jet-grouting/>.

Este tipo de inclusão vem sendo bastante utilizado para reforço de fundação de estruturas já existentes com problemas de recalques excessivos, além dos casos já citados para solo-cimento, uma vez que são bastante semelhantes.

2.1.2 Casos de aplicação

Reforço de solo com inclusões rígidas verticais é um método alternativo interessante para fundações em solos moles. Este processo é muito utilizado para reforçar solos de fundação de rodovias, pavimentos industriais, tanques de estocagem e estações de tratamento de água ou esgoto (Barry *et al.*, 1995; Liausu and Pezot, 2001; Cortlever, 2001; Alexiew and Vogel, 2002, citados por Jenck *et al.*, 2005).

Briançon *et al.* (2011) cita também vários casos de aterros suportados por inclusões rígidas com geossintéticos, que foram reportados desde 1990, mostrando uma grande variedade de tipos de inclusões (madeira, aço, concreto) e formas de instalação delas (com ou sem deslocamento de solo). Porém, citando Almeida *et al.* (2007), deduziu que, pela literatura, mais de 80% das aplicações desta técnica são utilizadas em rodovias e ferrovias.

Echeverría (2006) afirma que há uma grande tendência de utilização de aterros estaqueados como técnica de aprimoramento da capacidade de carga do solo mole, uma vez que esta técnica apresenta uma boa adaptabilidade a terrenos difíceis e obras onde o espaço é reduzido, e tem um processo executivo considerado fácil.

Rodriguez (2001) cita casos de reforço de fundações de monumentos e edifícios históricos na Itália com microestacas nos anos cinquenta e relata o caso da proposta do uso de inclusões para diminuir os recalques causados pelo bombeamento profundo e rebaixamento do nível freático na Cidade do México. As inclusões seriam injetadas e envoltas em geotêxtil em determinados pontos de uma perfuração no subsolo, combinadas com lâminas de argamassa injetada por faturamento hidráulico. O objetivo principal, neste caso, seria reduzir a compressibilidade da argila ao se aplicar o método nos pontos de maior compressibilidade, minimizando os recalques superficiais.

Rodriguez (2001) comenta ainda que esta técnica está sendo estudada com sucesso no México e na Europa, desde o ano de 1999, com a finalidade de controlar os recalques e de diminuir os custos nas fundações de edifícios de pouca altura localizados sobre solos moles. A vantagem do uso desta técnica em edifícios seria a redução do custo da fundação, o qual normalmente seria oneroso tendo em vista a utilização de fundações profundas para alcançar camadas com maior capacidade de carga.

2.1.3 Mecanismos de transferência de carga

A maioria dos modelos para representar os mecanismos de transferência de carga entre a estrutura, o solo e as inclusões tem como objetivo estimar a carga que chega à

base da camada de distribuição. Esses métodos assumem ainda que grande parte da carga é transferida às inclusões pelo efeito de arco e as reações das camadas moles são raramente levadas em consideração, mesmo que o mecanismo desenvolvido ocorra entre essas camadas (Jenck *et al.*, 2005).

Os métodos mais utilizados para a modelagem da transferência de carga têm por base os seguintes teoremas: Marston & Anderson (1913), Terzaghi (1943), e Teoria do Atrito Negativo. Esses métodos serão explicados a seguir.

2.1.3.1 Método de Terzaghi, adaptado por Russel e Pierpoint (1997)

Terzaghi (1943) analisou o fenômeno de arqueamento e o descreve como “[...] um dos mais universais fenômenos em solos tanto em campo como em laboratório.”, contudo não desenhou um arco, mas usou o termo qualitativamente a fim de explicar a distribuição não hidrostática de pressões de solo sobre estruturas de contenção.

A sua análise tinha o objetivo de determinar o movimento diferencial de uma massa de solo na sua base a partir do equilíbrio de um elemento de solo de largura ($s-a$), distância entre o extremo de duas inclusões, e altura dh (Figura 6). As tensões na base do elemento podem ser definidas integrando a equação de equilíbrio.

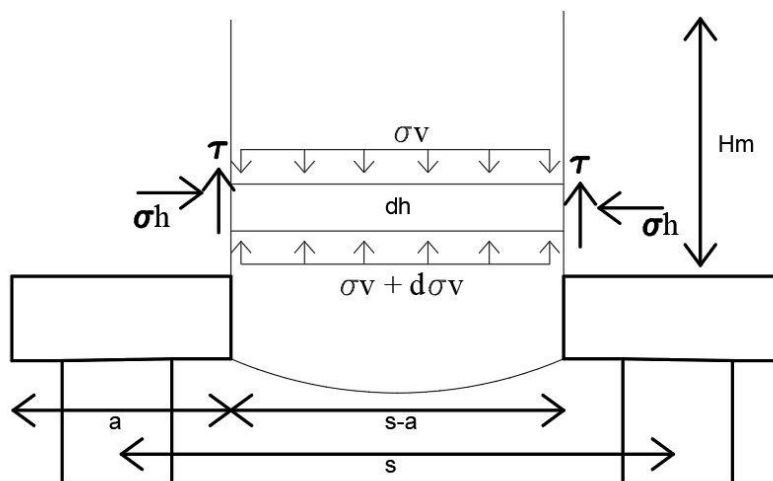


Figura 6. Método de Terzaghi (Jenck *et al.* 2005).

Esse método foi adaptado por Russel e Pieroint (1997) e por Russel *et al.* (2003) para casos tridimensionais, nos quais a massa que se desloca tem seção cruciforme e o plano de recalque uniforme é considerado na parte superior da camada de distribuição. A tensão média vertical que age no solo mole é dada então por:

$$q_s = \frac{(\gamma H_M + q_s) \cdot (s^2 - a^2)}{2 \cdot H_M^2 \cdot K_a \cdot \tan(\varphi_M)} \cdot \left(1 - \exp\left(-2 \cdot K_a \cdot \tan(\varphi_M) \cdot \frac{H_M}{s^2 - a^2}\right)\right) \quad (2.1)$$

Onde:

q_s é a tensão média vertical $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$;

γ é o peso específico do solo $\left(\frac{kN}{m^3}\right)$;

s é o espaçamento entre inclusões (m);

a é o diâmetro da inclusão ou do capitel (m);

K_a é o coeficiente de empuxo ativo;

φ_M é o ângulo de atrito interno do solo da camada de distribuição ($^\circ$);

H_M é a altura da camada de distribuição (m).

Hewlett e Randolph (1988) deram uma nova perspectiva para esta análise ao idealizar uma visão tridimensional do problema. O estudo dos autores se desenvolveu considerando a estabilidade de uma região arqueada de solo granular, composta de um sistema de abóbadas formadas por uma série de cúpulas, que suporta o peso do aterro superior a ela, como mostrado no esquema da Figura 7.

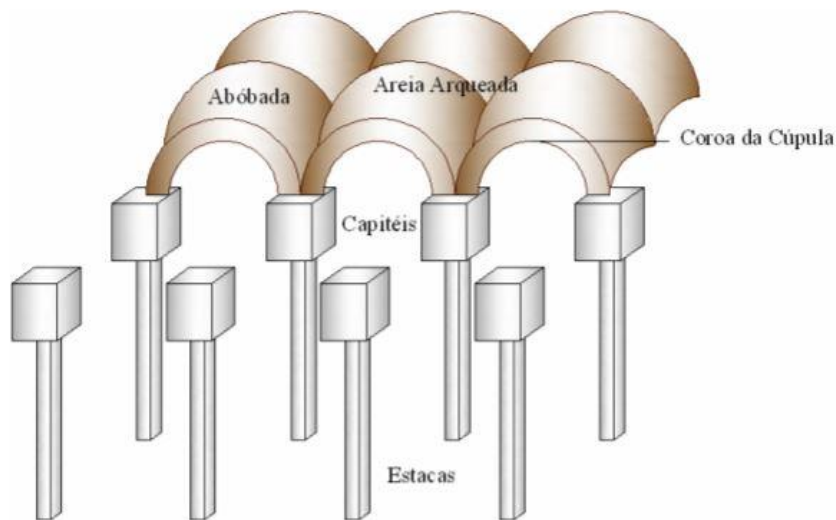


Figura 7. Esquema da malha de capitéis e o sistema de abóbadas (Echeverría, 2006).

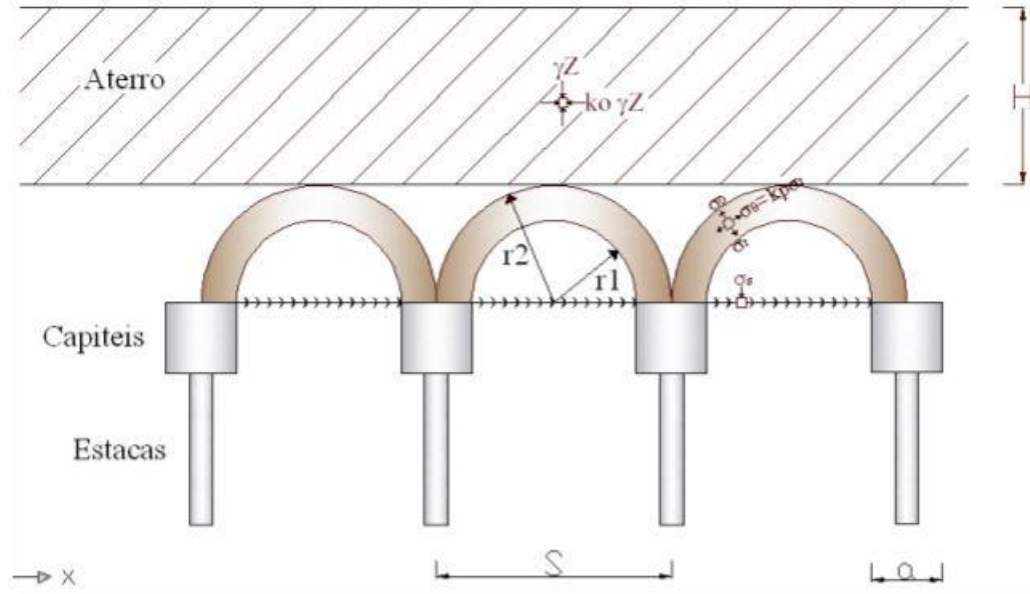


Figura 8. Efeito de arqueamento, vista bidimensional (Echeverría, 2006).

Em um corte transversal do esquema, Figura 8, vê-se um arco semicilíndrico de espessura igual à metade do diâmetro do capitel, ou seja, tridimensionalmente, uma abóbada pode ser decomposta em quatro arcos, que se encontram em deformação plana, com cada um ocupando um quadrante do capitel.

A análise do equilíbrio estático de um elemento do arco neste modelo permite o cálculo da eficiência da coroa do arco, que é definida como a proporção do peso da camada de distribuição suportada pela inclusão, representada pela equação:

$$E_1 = 1 - (1 - \delta^2) \cdot (A - A \cdot B + C) \quad (2.2)$$

Onde:

$$\delta = \frac{L}{s} \quad (2.3)$$

$$A = (1 - \delta)^{2 \cdot (k_p - 1)} \quad (2.4)$$

$$B = \frac{s}{\sqrt{2} \cdot H} \left[\frac{2K_p - 2}{2K_p - 3} \right] \quad (2.5)$$

$$C = \frac{s - L}{\sqrt{2} \cdot H} \left[\frac{2K_p - 2}{2K_p - 3} \right] \quad (2.6)$$

Sendo:

δ a relação largura do capitel/espacamento das estacas;

E_1 a eficiência na coroa do arco;

L a largura do capitel (m);

S a distância entre eixos das estacas (m);

K_p o coeficiente de empuxo passivo de Rankine $K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$;

H a espessura da camada de solo do aterro (m).

2.1.3.2 *British Standard (BS 8006, 1995)*

O método de cálculo da distribuição de tensões utilizada na norma inglesa BS 8006 (1995) foi inicialmente desenvolvido por John (1987) e Jones *et al.* (1990), que utilizaram o teorema de Marston & Anderson (1913): o arqueamento do solo entre estacas adjacentes induz maiores tensões verticais nos capitais das estacas do que no solo mole circundante. (Jenck *et al.*, 2005). A tensão média atuante nas estacas (q_s) é dada por:

$$\frac{q_p}{\gamma \cdot H_M + w_s} = \left(\frac{C_c \cdot a}{H_M} \right)^2 \quad (2.7)$$

Onde:

C_c é o coeficiente de arco;

w_s é a sobrecarga $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$;

q_p é a tensão média vertical na inclusão $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$;

H_M é a altura da camada de distribuição (m);

γ é o peso específico do solo $\left(\frac{kN}{m^3}\right)$;

$C_c = 1,95 \cdot \left(\frac{H_M}{a}\right) - 0,18$ para estacas que consideram apenas o efeito de ponta;

$C_c = 1,55 \cdot \left(\frac{H_M}{a}\right) - 0,07$ para estacas de atrito.

A fórmula original de Marston, que foi criada para estacas de comprimento infinito, foi elevada ao quadrado para levar em consideração o caso tridimensional. Love

e Milligan (2003), citados por Jenck *et al.* (2005), questionam que essa simples modificação represente a complexidade da situação tridimensional.

A BS 8006 recomenda a instalação de reforço de geossintéticos na base da camada de distribuição com o intuito de transferir o resto da carga para as estacas. Porém, os mecanismos de transferência de carga pelo efeito de arqueamento e pela membrana precisam ser tratados de forma independente.

2.1.3.3 German Standard (EGBE0, 2004)

A norma alemã (EGBE0 2004) tem por base o modelo de arqueamento tridimensional descrito por Kempfert *et al.* (1997), o qual propõe que as abóbadas se apoiam nos capitéis e que as calotas superior e inferior não são concêntricas, como mostrado na Figura 9.

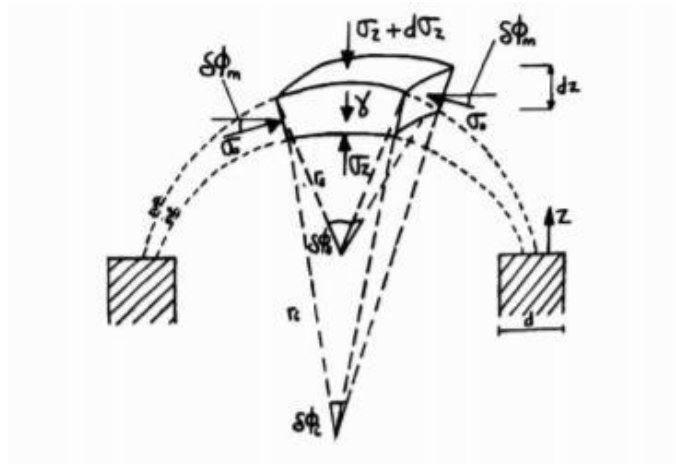


Figura 9. Modelo de arqueamento proposto por Kempfert *et al.* (1997).

Neste modelo, dois tipos de grelhas são considerados, a quadricular e a triangular. A tensão vertical média que chega ao solo mole é obtida a partir do equilíbrio de um elemento do eixo da abóbada:

$$q_s = \lambda_1^\chi \cdot \left(\gamma + \frac{q_0}{H_M} \right) \cdot \left[H_M \cdot (\gamma_1 + \gamma_2 \cdot h_g^2)^{-\chi} + h_g \cdot ((\gamma_1 + \gamma_2 \cdot h_g^2)^{-(\phi_M)}) \right] \quad (2.8)$$

Onde:

$$\lambda_1 = \frac{1}{8} (S_m - d)^2, \quad \lambda_2 = \frac{S_m^2 + 2 \cdot d \cdot S_m - d^2}{2 \cdot S_m^2}, \quad \chi = \frac{d \cdot (K_p - 1)}{S_m \cdot \gamma_2}$$

q_0 é a sobrecarga superficial $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$;

K_p é o coeficiente de empuxo passivo;

φ_M é o ângulo de atrito interno do solo da camada de distribuição;

S_m é o espaçamento máximo entre as estacas;

d é o diâmetro da estaca, sendo que para estacas não circulares $d = d_E = \sqrt{\left(\frac{4A_p}{\pi}\right)}$,

onde A_p é a área da seção da estaca;

Para $H_M \geq \left(\frac{S_m}{2}\right)$, $h_g = \frac{S_m}{2}$, caso contrário, $h_g = H_M$.

Para um efeito de arqueamento efetivo, a norma recomenda uma altura mínima para a camada de distribuição de $\frac{S_m}{2}$, e que se tenha uma relação $\frac{d}{S_m} \geq 0,15$. Além disso, assim como a norma inglesa, é recomendada a instalação de uma camada de reforço com geossintéticos, sendo que as tensões suportadas por cada um dos efeitos são dissociadas.

Jenck *et al.* (2005) comentam que esta norma leva em consideração até a parcela de carga suportada pelo solo e que este método só não pode ser considerado global por não analisar as malhas e os modelos de estacas.

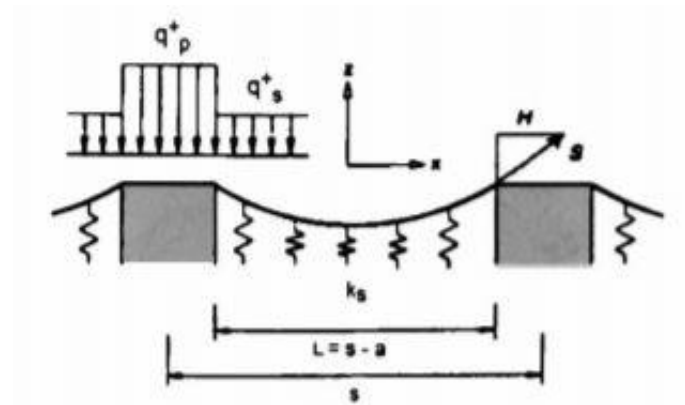


Figura 10. Reação do solo pelo método da EGBEO (2004).

2.1.3.4 Método de Combarieu

Combarieu (1988), citado por Jenck *et al.* (2005), propôs um método com base na teoria do atrito negativo (Figura 11). Este método é considerado global, pois, além de fazer as considerações dos outros métodos, considera também a reação do solo mole. O autor define que o cisalhamento ao longo das superfícies cilíndricas centradas nas estacas é considerado tanto na camada de distribuição quanto no solo mole, e que o efeito de arco

ocorre porque o solo mole recalca mais que as estacas, fazendo com que as colunas de solo acima das estacas fiquem sujeitas ao atrito negativo.

Ao aplicar o modelo de atrito negativo para a camada de distribuição e para o solo mole, um modelo global é formado, o que permite dimensionar o reforço por inclusões rígidas. Pelo atrito negativo, o solo mole irá carregar as estacas e a transferência de carga nelas irá aumentar, sendo o ponto onde a estaca desloca tanto quanto o solo corresponde ao ponto neutro, o ponto onde o esforço compressivo é maior.

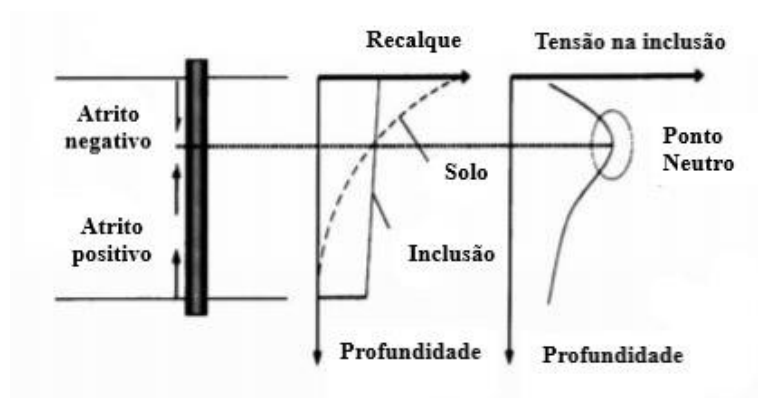


Figura 11. Atrito ao longo do fuste da estaca (Jenck *et al.*, 2005).

Ao aplicar este método apenas na camada de distribuição, e no caso específico de solos friccionais, os resultados obtidos são os mesmos do que os do método de Terzaghi (1943).

2.2 SOLOS COLAPSÍVEIS

No Brasil, a grande ênfase no estudo de solos colapsíveis data da década de 1970, motivado pela construção de barragens no Centro-Sul e por problemas associados a fundações de barragens e de edifícios no Sudeste e em municípios do semiárido (Vargas, 1973; Pinto, 2000; Vilar *et al.*, 1981, dentre outros).

Apesar do tema ser recente, já foram realizadas muitas análises com este tipo de solo tendo em vista o seu impacto sobre os diversos tipos de edificação que são construídas sobre ele, como será explicado ao longo deste capítulo.

2.2.1 Definição

A definição de colapso é um assunto amplamente discutido e controverso. Alguns autores defendem o uso deste termo para se referir aos deslocamentos ou deformações

verticais devido à variação de sucção, enquanto o termo recalque ou recalque por adensamento seria usado para os casos de a redução de volume estar relacionada à variação da tensão vertical. Porém, tem sido mais usual utilizar o termo colapso num sentido mais amplo, tomando como recalques acentuados causados tanto na combinação da variação da sucção como da pressão aplicada (Araki, 1997, citando Presa, 1994).

Solo colapsivo então possui como definição a redução de volume, brusca ou gradual, que ocorre no solo em função da variação do estado de tensões, externas ou internas, aplicadas e/ou atuantes, ou em função da degradação por ataque químico ou ruptura das ligações cimentícias (Araki, 1997).

De acordo com Menescal (1992), o termo colapsível não é uma propriedade intrínseca do solo, e sim da combinação de fatores que torna o solo colapsível no seu estado de tensões, índice de vazios e grau de saturação atuais.

Solos colapsíveis podem ser classificados de duas formas a partir de ensaios edométricos, segundo Reginatto & Ferrero (1973), citados por Cardoso (1995). Os solos realmente colapsíveis são aqueles que apresentam redução de volume apenas com o aumento do grau de saturação. Por outro lado, os solos condicionalmente colapsíveis necessitam de que ocorra um carregamento externo para que apresentem o colapso.

Barden *et al.* (1969) concluem que, para ocorrer colapso, são necessárias três condições para a estrutura inicial do solo: uma estrutura porosa, potencialmente instável, e não saturada; uma forte ligação entre as partículas do solo, seja ela uma ação cimentante, seja eletroquímica, que estabilize os contatos intergranulares; e a ação de uma tensão suficiente para destruir a estabilidade.

2.2.2 Características principais

Segundo Knight (1961), citado por Menezes & Fraga (1994), a estrutura do solo colapsível consiste de grãos, separados por espaços vazios, com as menores distâncias entre os grãos sendo preenchidas por pontes de argila floculada, que frequentemente incluem pequenas partículas não lixiviadas.

Colins *et al.* (1984), citados por Alonso *et al.* (1987), após realizarem ensaios de microscopia eletrônica de varredura, apresentaram modelos esquemáticos para arranjos estruturais de solos colapsíveis, como pode ser visto nas representações da Figura 12. Nessa imagem ficam evidenciadas partículas de silte ou areia e conglomerados de argilas, envoltos por outras partículas de argila.

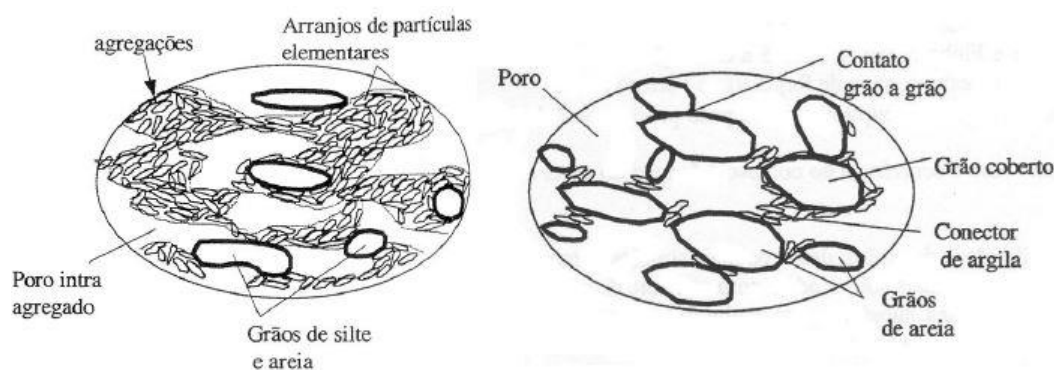


Figura 12. Arranjos estruturais de solos colapsíveis (Alonso *et al*, 1987).

O resultado dessa estrutura é um solo com uma porosidade alta, apesar de conter partículas finas como argila e silte. Como descrito por Nuñez (1975), o esqueleto do solo possui uma estrutura macroporosa em uma situação de equilíbrio metaestável das partículas maiores, apresentando um valor elevado de porosidade. Entre essas partículas maiores existem elos resistentes devido ao próprio atrito entre elas ou devido a ligantes constituídos de partículas de argila ou colóides. Esses vínculos, por sua vez, possuem uma microestrutura de natureza cimentícia derivada da presença de cátions, tais como Na, Ca, Mg, Fe, entre outros.

Dudley (1970) menciona que a resistência temporária do solo colapsível é dada pela conjunção da tensão causada pela capilaridade das forças físico-químicas entre as superfícies dos grãos e da existência de substâncias cimentantes, como carbonatos e óxidos de ferro. Essa resistência é influenciada pela forma como a atuação da tensão de capilaridade se apresenta no solo. O ar que flui dentro do solo, através do contato ar-água, faz com que este sistema fique sob elevada tensão negativa. Analisando, então, o princípio das tensões efetivas, vê-se que a tensão efetiva se torna maior que a tensão total aplicada pelo carregamento. Isto faz com que o solo adquira uma resistência aparente a qual é reduzida caso haja acréscimo de água na estrutura.

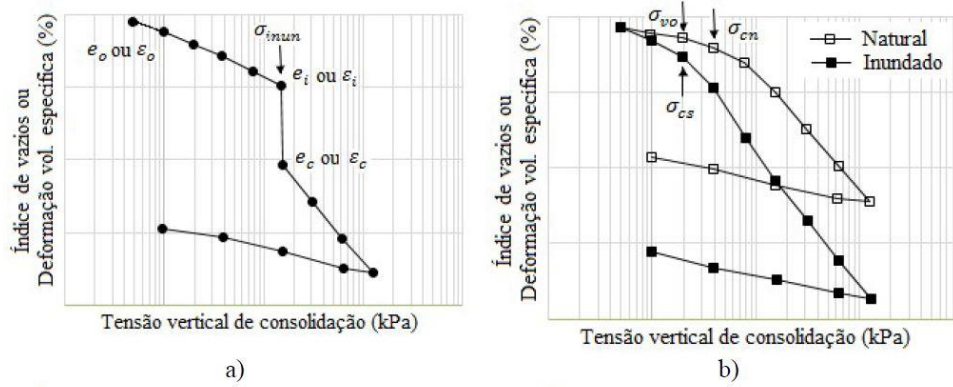
Alguns autores adotaram critérios para identificação de solos colapsíveis, muitos a partir de conceitos empíricos ou de determinados testes rápidos, que buscam indicar indiretamente a colapsibilidade do solo, como é mostrado na Tabela 2. Percebe-se o grande número de relações com a compacidade do solo através do índice de vazios, com a umidade do solo e grau de saturação, o que condiz com o modelo estrutural deste tipo de solo e com as condições de colapso.

Tabela 2. Critérios de identificação de solo colapsível com base em índices físicos (Vilar e Ferreira, 2015).

REFERÊNCIA	EXPRESSÃO	LIMITES
DENISOV (1951) citado por REGINATTO (1970)	$K = \frac{e_1}{e_0}$	<ul style="list-style-type: none"> • $0,5 < K < 0,75$, altamente colapsível • $K = 1$, não colapsível • $1,5 < K < 2$, não colapsível
FEDA (1966)	$KI = \frac{\left(\frac{w_0}{S_0}\right) - w_p}{w_l - w_p}$	Se $S_0 > 80\%$ e $KI > 0,85$, o solo é colapsível
PRIKLONSKIJ (1952) citado por FEDA (1966)	$Kd = \frac{w_l - w_0}{w_l - w_p}$	<ul style="list-style-type: none"> • $Kd < 0$, altamente colapsível, • $Kd > 0,5$, colapsível e • $Kd > 1$, expansivo
GIBBS & BARA (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{w_l}$	$R > 1$, colapsível
KASSIF e HENKIN (1967)	$K = \gamma_d \cdot w$	$K < 15$, colapsível
JENNINGS e KNIGHT (1975)	Cascalho fino	<ul style="list-style-type: none"> $Sr < 6\%$, colapsível $Sr > 10\%$, não colapsível
	Areia fina	<ul style="list-style-type: none"> $Sr < 50\%$, colapsível $Sr > 60\%$, não colapsível
	Silte argiloso	<ul style="list-style-type: none"> $Sr < 90\%$, colapsível $Sr > 95\%$, não colapsível
Código de obras da URSS (1977) citado por RESNIK (1989)	$CI = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$ $Sr < 80\%$	Ocorre colapso para: <ul style="list-style-type: none"> • $1\% \leq wp \leq 10\%$, $CI < 0,1$ • $10\% \leq wp \leq 14\%$, $CI < 0,17$ • $14\% \leq wp \leq 22\%$, $CI < 0,24$

σ_{vi} - tensão de inundação no ensaio edométrico; e_1 - índice de vazios (amolgado) correspondente ao limite de liquidez; Sr - grau de saturação; e_0 - índice de vazios natural; γ_d - peso específico seco; w , w_0 - umidade natural; w_p - limite de plasticidade; w_l - limite de liquidez; K - coeficiente de subsidência; KI - coeficiente de colapsibilidade; PC - potencial de colapso.

Outra forma de identificação de solos colapsíveis é o ensaio de adensamento com inundação por estágios, no qual, após estabilizados os recalques devidos ao carregamento, inunda-se o corpo de prova e registram-se os recalques adicionais; ou pelo ensaio de duplo adensamento (Jennings & Knight, 1957), no qual são realizados dois ensaios em paralelo, um com umidade natural e outro com amostra inundada antes do primeiro carregamento. Vilar e Ferreira (2015) publicaram resultados típicos desses ensaios, mostrados na Figura 13.



onde:

$e_o \ \varepsilon_o$ - Índice de vazios ou deformação volumétrica no estado inicial;

$e_i \ \varepsilon_i$ - Índice de vazios ou deformação volumétrica específica até a tensão considerada antes da inundação;

$e_c \ \varepsilon_c$ - Índice de vazios ou deformação volumétrica específica após a inundação.

onde:

σ_{cn} - Tensão de pre-consolidação virtual do solo na umidade natural;

σ_{cs} - Tensão de pre-consolidação virtual no solo inundado;

σ_{vo} - Tensão vertical devido ao peso próprio do solo no campo.

Figura 13. Curvas de compressibilidade vindas do ensaio de adensamento: a) simples e b) duplo (Vilar e Ferreira, 2015).

A partir dos resultados obtidos nesses ensaios, começou-se a adotar um potencial de colapso, PC, dado como:

$$PC(\%) = 100 \frac{e_c - e_i}{1 + e_i} = 100 \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_i}{1 + \varepsilon_i} = 100 \frac{h_c - h_i}{1 + h_i} \quad (2.9)$$

Onde:

e_i, ε_i, h_i são o índice de vazios, deformação volumétrica específica e altura do corpo de prova até a tensão considerada sob umidade natural (antes da inundação), respectivamente;

e_c, ε_c, h_c são o índice de vazios, deformação volumétrica específica e altura do corpo de prova alcançada em consequência da inundação (após a inundação), respectivamente.

Abelev (1948), citado por Vilar e Ferreira (2015), classifica como solo colapsível aquele que apresenta valores de PC superiores a 2%. Jennings & Knight (1975), assim com Lutenegeger & Saber (1988), citado por Vilar e Ferreira (2015), classificam a gravidade dos problemas nas edificações e o grau de severidade do colapso de acordo com o valor de PC, como mostrado na Tabela 3.

Tabela 3. Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia a partir de resultados de ensaios edométricos simples (Vilar e Ferreira, 2015).

Jennings & Knight (1975) para tensão de inundação de 200 kPa		Lutenegger & Sabre (1988) para tensão de inundação de 300 kPa	
PC (%)	Gravidade dos problemas	PC (%)	Grau de severidade ao colapso
0 a 1	Sem problema	2	Leve
1 a 5	Problema moderado	6	Moderado
5 a 10	Problemático	10	Alto
10 a 20	Problema grave	-	-
> 20	Problema muito grave	-	-

2.2.3 Princípio das tensões efetivas e resistência ao cisalhamento dos solos não saturados

Para melhor entender o mecanismo de ruptura de solos colapsíveis, faz-se necessário antes a compreensão das tensões na massa de solo e de como o solo resiste a estas.

Em 1936, Terzaghi estabelece o Princípio das Tensões Efetivas para solos saturados, o qual demonstra que as tensões efetivas são resultado do excesso das pressões totais sobre a pressão suportada pela água, ou seja:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.10)$$

Onde:

σ' é a tensão efetiva (kPa);

σ é a tensão total (kPa);

u_w é a poropressão ou pressão neutra (kPa).

A partir dessa definição, começou-se a estudar como seriam as tensões efetivas para solos não saturados, tanto para estudo de sua resistência ao cisalhamento quanto para de sua deformabilidade. Em 1959, Bishop expressou a tensão efetiva atuante em solos não saturados como:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (2.11)$$

Onde:

u_a é a pressão de ar dos poros(kPa);

u_w é a poropressão ou pressão neutra(kPa);

$(u_a - u_w)$ é a sucção matricial(kPa);

χ é o parâmetro que depende do grau de saturação, variando entre zero para solo perfeitamente seco e 1 para solo saturado.

Esta equação, porém, foi contestada por Jennings & Burland (1962), citados por Araki (1997), na descrição da deformabilidade de solos colapsíveis. De acordo com os autores, para certos tipos de solo, ainda que o grau de saturação esteja abaixo da crítica, a equação de Bishop não descreve corretamente a deformabilidade.

Essa contestação levou Bishop & Blight (1963) a proporem uma nova expressão mais geral para tensões efetivas em solo não saturados:

$$\sigma' = \sigma - u_a + f(u_a - u_w) \quad (2.12)$$

Eles afirmam que “Essas tensões são, por definição, uma função da pressão total e da poropressão. O Princípio das Tensões efetivas é a afirmação de que tal função existe, com determinados parâmetros, sujeita a certas condições.”.

A partir das tensões efetivas nos solos não saturados, pode-se obter uma estimativa de resistência ao cisalhamento destes. A primeira equação para tal estimativa foi dada por Bishop (1959, in Burland, 1965):

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)]tg\phi' \quad (2.13)$$

Onde:

c' é a coesão efetiva(kPa);

ϕ é o ângulo de atrito do solo (°);

χ é o parâmetro de tensão efetiva proposta por Bishop, 1959.

Fredlund *et al.* (1978), citados por Araki (1997), propuseram uma modificação para esta equação, adicionando variáveis dependentes da variação da sucção matricial e da tensão média:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)tg\phi_b \quad (2.14)$$

Onde:

$tg\phi$ é o ângulo de atrito com respeito a variações na tensão total média quando a sucção matricial é mantida constante;

$tg\phi_b$ é o ângulo de atrito com respeito a variações na sucção matricial quando a tensão total média é mantida constante.

Nota-se que, quando a sucção matricial tende a zero, o critério converge para o critério de Mohr-Coulomb, ou seja, à medida que o solo não saturado tem seu grau de saturação aumentado, sua resistência converge para a resistência de um solo saturado.

2.2.4 Mecanismos de ruptura

O mecanismo de colapso é explicado por Jennings & Knight (1957) como: “quando carregado em seu estado natural, a estrutura do solo permanece inalterada e o material de ligação é levemente comprimido, sem que haja um movimento relativo dos grãos do solo. Enquanto a umidade permanecer baixa, as micro tensões de cisalhamento nas interfaces das partículas, resultantes do carregamento, são resistidas sem movimentos apreciáveis dos grãos. Porém, quando o solo carregado tem sua umidade elevada a um certo nível crítico, as ligações entre os grãos não resistem mais às forças de deformação e a estrutura colapsa, resultando em uma variação considerável de volume.” (Figura 14).

Nota-se que a explicação anterior não mencionou o termo sucção, a qual, de acordo com Cintra (2004), citado por Pérez (2017), possui um importante papel neste mecanismo. Valores baixos do teor de umidade correspondem a valores elevados de sucção matricial, que é uma parcela da sucção total, causando um efeito de coesão adicional e aumentando a resistência ao cisalhamento do solo. Portanto, um aumento significativo da umidade de um solo, além de provocar uma diminuição da resistência da cimentação por ações eletroquímicas, causa uma dissipação da sucção matricial, eliminando o efeito de coesão adicional e, com isso, reduzindo significativamente a resistência ao cisalhamento da estrutura do solo como um todo.

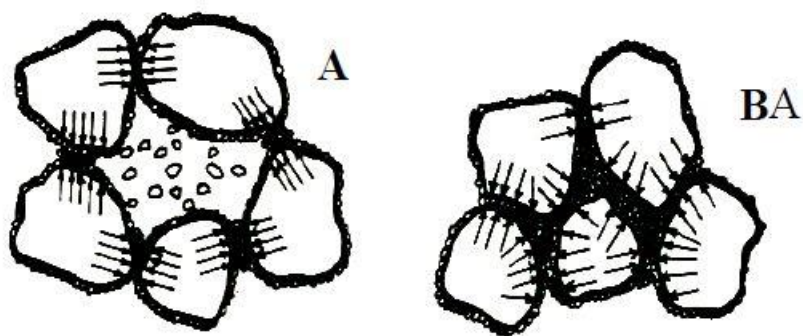


Figura 14. Variação de volume durante o processo de colapso.

Em vista disso, conclui-se que o mecanismo de colapso em solos não saturados está associado ao equilíbrio da tensão aplicada, que desenvolve tensões cisalhantes desestabilizantes nos contatos entre os grãos, da resistência ao cisalhamento da cimentação e da sucção. Camapum de Carvalho (1994), citado por Araki (1997), aponta que uma simples alteração do estado de tensões do solo, como causado por escavações de túneis, pode levar ao seu colapso, sem mesmo haver o aumento de tensões externas.

2.2.5 Danos estruturais resultantes do colapso do solo de fundação

No Brasil, Vargas (1951), citado por Pérez (2017), fez a primeira menção à existência do problema em construções residenciais relacionadas a esse tipo de solo ao citar que: “a argila porosa vermelha da cidade de São Paulo tem sido tradicionalmente um problema de fundação. A construção de edifícios sobre essa argila, mesmo com tensões admissíveis reduzidas nas sapatas, tem resultado em recalques que, na maioria das vezes, são suficientemente grandes para trincar a alvenaria de tijolos”. Porém, foi Vargas (1970), citado por Pérez (2017), quem relacionou pela primeira vez os recalques com a presença de água ao mencionar “no solo poroso do interior de São Paulo, um simples vazamento de esgoto pode provocar o recalque por colapso nas fundações de uma casa pequena.”.

Lobo *et al.* (2004) afirmam que não são raros os casos de obras na região a oeste do estado de São Paulo que “apresentam bom desempenho e, repentinamente, começam a apresentar problemas de trincas, fissuras e rachaduras, sendo notadamente maior as ocorrências nos meses de chuvas intensas, entre novembro e março.”. Segundo este autor, a característica colapsibilidade do solo tem causado “inúmeras patologias em construções, tendo sido responsável por centenas de processos de ação civil, por perdas e

danos nos Fóruns do interior do estado, envolvendo proprietários de imóveis, vizinhos, responsáveis técnicos e construtores.”.

A perda de resistência pelo colapso do solo provoca redução da capacidade de carga de fundações diretas, estacas e até mesmo tubulões, resultando em indesejáveis recalques nas edificações, conforme relatos de Lobo *et al.* (1991), Agnelli (1992), Albiero *et al.* (1993) e Ferreira (1998), citados por Lobo *et al.* (2004). A maioria das patologias é originada ainda pelos recalques distorcionais, causados pelos diferentes valores de rebaixamento em regiões distintas da estrutura. Muitas vezes, a inundação que causa o colapso do solo não ocorre em toda a região da estrutura, sendo concentrada em alguns pontos, os quais recalcarão, enquanto outros pontos não são afetados, causando distorções na estrutura.

De acordo com Lobo *et al.* (2014), a maioria das patologias de edificações provenientes de colapso do solo é provocada pela infiltração de água, rede de esgoto ou de abastecimento no solo de fundação. Os motivos mais comuns de infiltração são vazamentos na rede de água ou esgoto, irrigação excessiva de floreiras e jardins adjacentes às construções e acúmulo de águas de chuva devido à má drenagem dos terrenos.

O mesmo autor também cita casos menos usuais, como a redução da capacidade de carga de fundações profundas ante a elevação do lençol freático em Brasília, no Distrito Federal, e em Pereira Barreto, em São Paulo, devido a enchimento de lago de represa.

Lobo *et al.* (2004) também trazem exemplos de patologias devido ao colapso do solo, a título de ilustração, em um dos quais relatando o caso de uma estação chuvosa com altos índices de pluviosidade, no ano de 1993, em grande parte do interior do estado de São Paulo. Essas chuvas provocaram uma elevação acentuada do lençol freático, chegando à ordem de 4 metros em alguns locais, fazendo com que o solo acima do nível d'água usual, e que até então não havia sido submetido a essa situação, e com sobrecarga de aterros e construções recentes, entrasse em colapso. O fenômeno causou danos às construções não dotadas de fundações profundas de forma tão generalizada que muitas pessoas, inclusive órgão da imprensa, cogitaram a possibilidade da ocorrência de um abalo sísmico de pequena intensidade.

Caso semelhante é apresentado por Cintra (2004), relatando o exemplo de chuvas intensas no ano de 1995, também no interior de São Paulo. A Defesa Civil catalogou danos em cerca de 4000 edificações na cidade de Araraquara, SP, depois de 660 mm em

10 dias de chuvas ininterruptas. Outro caso citado pelo mesmo autor mostra uma tempestade que precipitou 155 mm em 4 horas na cidade de Terra Roxa, PR, causando sérios danos em construções, como rachaduras em alvenarias com abertura de até 100 mm, ruptura de muros, rompimento de canos da rede de água e de esgoto, quebra de vidros e azulejos, entre outros.

Vistos esses exemplos, nota-se como o solo colapsível pode causar problemas às estruturas, trazendo muitas patologias que podem afetar tanto a utilização das edificações quanto a segurança dessas em casos mais sérios. Além disso, como não é um fato conhecido popularmente, a causa dessas patologias se mantém desconhecida, levando apenas a tratamento superficial e não da causa em si. Portanto, é importante um bom projeto geotécnico, com a escolha adequada do tipo de fundação com base em uma boa exploração do solo, para evitar ou minimizar os problemas causados por este fenômeno.

2.2.6 Proposta do uso de inclusões para controle do colapso

Geralmente, para combater os danos causados por solos colapsíveis, são utilizadas fundações profundas com o intuito de transmitir a carga da edificação aos solos mais competentes. Porém, essa solução pode muitas vezes se tornar economicamente pouco efetiva, uma vez que pode chegar a algumas dezenas de metros.

Uma alternativa às fundações profundas seria o uso de inclusões rígidas para a transmissão das cargas para um solo mais resistente, evitando gerar tensões elevadas no solo colapsível, sendo possível o uso de fundações superficiais para edifícios de poucos andares.

Esse tipo de fundação leva a uma diminuição dos recalques pela transferência de carga significativa suportada pelo solo às inclusões, reduzindo os efeitos do colapso das camadas superiores na edificação. Pode-se considerar, além das tensões de ponta nos extremos, o desenvolvimento de tensões de atrito negativo na parte superior do elemento, e de atrito positivo na parte inferior, de acordo com Rodriguez (2001).

Pérez (2017) realizou um estudo de caso de um projeto de edificação na cidade de Santa Maria, no Distrito Federal, com o objetivo de avaliar o desempenho da fundação com inclusões rígidas em relação ao radier e o radier estaqueado. A edificação de quatro pavimentos foi modelada computacionalmente com os três tipos de fundações diferentes, todas sobre camadas de solo colapsível, e compararam-se os recalques totais e distorcionais.

Dessa análise, concluiu-se que, tanto a fundação do tipo radier como a fundação com inclusões rígidas, para a condição de solo saturado simulando o colapso do solo, não atenderam o recalque total admissível de 50 mm. Porém, comparando-se os dois tipos de fundação, o radier teria um recalque de 318 mm, enquanto as inclusões sofreriam um recalque de apenas 54 mm. Se adicionasse ainda capitéis às inclusões, o recalque diminuiria para 45 mm, sendo menor que o admissível.

De acordo com os seus resultados, também demonstram que as fundações com inclusões rígidas, quando comparadas com o radier isolado, apresentam redução de recalque superficial além de reduzir as tensões transmitidas ao solo colapsível. Por sua vez, quando comparadas ao radier estacado, apesar de resultarem em recalques apenas um pouco maiores, são economicamente mais viáveis, uma vez que não precisam chegar a profundidades tão grandes.

2.3 MODELAGEM FÍSICA E NUMÉRICA

Com o aumento das exigências de segurança, a evolução das técnicas construtivas, a busca constante de economias na obra e a idealização de sempre buscar a melhor situação para todos esses fatores juntos tem tornado os problemas de engenharia cada vez mais complexos.

Cabe aos engenheiros estudar cada um desses fatores de forma minuciosa para entender melhor os seus impactos no contexto do todo. Uma ferramenta importante a ser utilizada nesses estudos é a construção de modelos para simular os fenômenos e gerar um melhor entendimento deles.

2.3.1 Modelagem física

Uma forma de simular um fenômeno é a construção de um modelo físico, no qual as principais características do problema são recriadas controladamente e de forma que podem ser medidas, possibilitando, assim, um estudo mais profundo a partir dos dados obtidos pelo modelo. Por exemplo, um ensaio realizado no laboratório pode ser considerado um modelo físico, uma vez que tem como objetivo recriar as condições existentes em campo de forma controlada para obter dados que podem ser estudados e correlacionados com as características do campo.

Os modelos físicos podem ser realizados em escala 1g (uma gravidade), que pode ser entendido como a redução de uma estrutura complexa a uma relativamente mais

simples, sem perder as características importantes do comportamento do protótipo. Os modelos reduzidos em escala 1g são utilizados no campo da Engenharia Geotécnica para analisar a interação solo-estrutura e a influência de vários parâmetros o comportamento tensão-deformação (Rincon, 2016).

Outra forma de se realizar modelagens físicas é utilizando-se centrífugas. Segundo Taylor (1995), a modelagem física em centrífuga consiste em submeter o modelo a um campo de aceleração inercial radial, a qual simula uma aceleração gravitacional N vezes mais forte do que a gravidade local.

2.3.2 Modelagem numérica

Outra forma de simular o fenômeno seria a utilização de modelos numéricos, os quais, segundo Echeverría (2006), “são traduções dos modelos matemáticos adaptados para diferentes métodos de cálculo, por exemplo, diferenças finitas, volumes finitos e elementos finitos...”. A partir da modelagem matemática do problema, expressas por equações diferenciais ou integrais, passa-se a procurar soluções exatas ou aproximadas para as variáveis definidas. Essa modelagem permite a solução de um grande número de problemas mais abrangentes do que outros tipos de modelo, trazendo mais informações para as análises de engenharia.

Segundo Soriano (2009), a maioria dos modelos matemáticos trazem resoluções analíticas muito difíceis ou até mesmo impossíveis. O recurso, então, seria não obter uma solução analítica e, sim, utilizar um método aproximado, o qual substituiria os infinitos graus de liberdade do modelo por um número finito de parâmetros a ser definidos.

Os métodos aproximados tradicionais são de difícil aplicação em domínios compostos de diferentes materiais, ou de geometria e condições de contorno irregulares, além de ter que se realizar toda uma nova análise a cada mudança de domínio. Alternativamente, existem métodos de simulação numérica que buscam soluções aproximadas a partir de pontos do domínio ou do contorno, podendo citar-se o Método das Diferenças Finitas, o Método dos Elementos Finitos, o Método dos Elementos de Contorno e diversos Métodos sem Malha. O Método dos Elementos Finitos é o mais amplamente utilizado em Mecânica do Contínuo, devido à sua facilidade de generalização, programação e uso (Soriano, 2009).

Esse método parte do arbítrio de leis simples para as variáveis dependentes primárias em elementos finitos. Esses elementos são conectados através de pontos nodais em seus contornos, transformando os infinitos pontos do modelo matemático contínuo

em um número finito de pontos. Isto, sob uma condição matemática que garanta que a solução aproximada convirja para a solução do modelo matemático original a medida que o número de elementos aumente, determina uma aproximação do modelo físico para um modelo matemático aproximado

O estudo da interação solo-estrutura envolve problemas de descontinuidades, o que dificulta a obtenção de resultados analíticos, além das dificuldades inerentes ao comportamento dos solos, tais como a heterogeneidade, anisotropia e não linearidade. Segundo Echeverría (2006), “O uso de métodos numéricos em geral, e do Método dos Elementos Finitos, MEF, em particular, é uma poderosa ferramenta para um melhor entendimento para este tipo de problema”.

Vários trabalhos são encontrados na literatura sobre a aplicação do MEF em fundações, porém um grande número não leva em consideração a complexidade da interação entre os elementos estruturais e o solo de fundação. “Embora essa abordagem possa ser aceitável para pequenas deformações, faz-se necessário a simulação da interface solo-estrutura, mediante a inclusão de elementos de junta, por exemplo, quando o problema envolve simulação de ruptura”, afirma Echeverría (2006).

3 METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho está resumidamente representada no fluxograma da Figura 15.

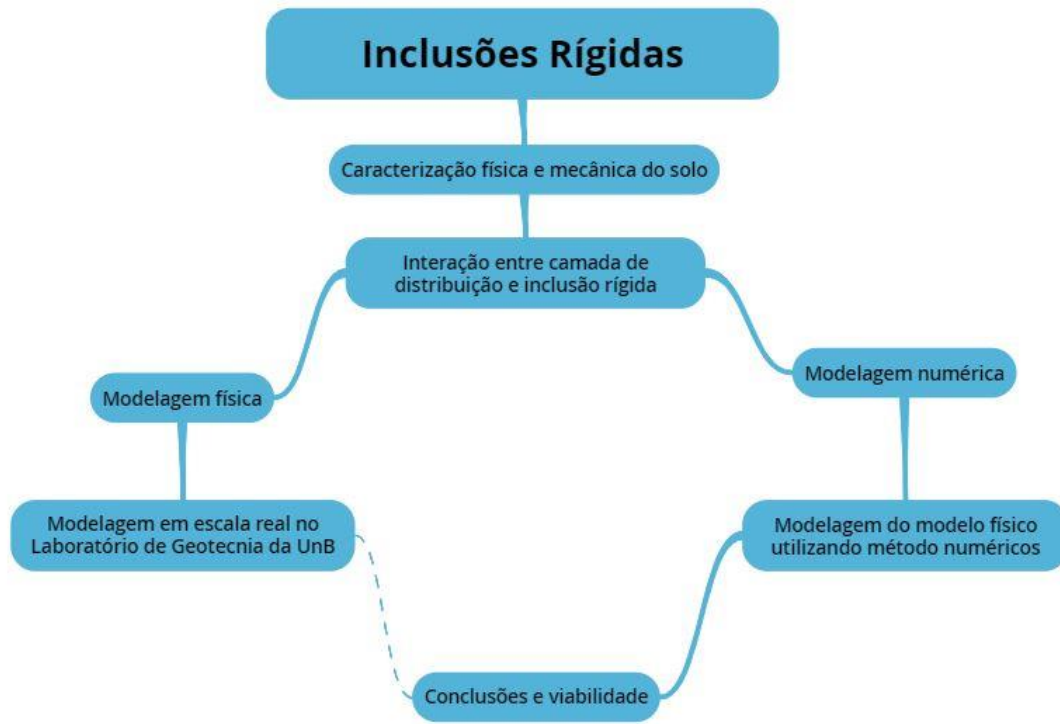


Figura 15. Metodologia do Projeto Final.

3.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DO SOLO

Com o objetivo de conhecer as propriedades do solo objeto da pesquisa, foram realizados ensaios de caracterização para identificação das propriedades físicas e mecânicas no solo obtido do Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Brasília (CEGUnB). Estas propriedades foram utilizadas tanto para idealizar o modelo físico, quanto para realizar as modelagens numéricas e são suficientes para, ao nível de análise desejado, caracterizar o solo nos modelos adotados.

3.1.1 Índices físicos do solo

O Ensaio de caracterização tem como objetivo obter os índices físicos do solo em sua condição natural e seco, de forma a conhecer suas propriedades intrínsecas e possibilitar sua classificação. Os ensaios realizados foram os descritos a seguir:

- Granulometria (ABNT NBR 7217/1987);
- Peso específico natural (ABNT NBR 6458/2017);

- Peso específico real dos grãos (ABNT NBR 6458/2017);
- Densidade relativa dos grãos (ABNT NBR 6458/2017);
- Teor de umidade do solo (ABNT NBR 16097/2012);
- Limites de liquidez e de plasticidade (NBR 6459/1984 e NBR 7180/1984));
- Classificação SUCS, MCT e TRB;
- Ensaio de compactação (ABNT NBR 7182/1986);
- Cisalhamento direto (ABNT NBR 9895/1987)

3.1.2 Ensaio de compactação

A camada de distribuição é realizada em campo por meio da compactação do solo com o objetivo de alcançar o maior peso específico possível e, com isso, maior resistência e menor deformação. Para obter o peso específico seco máximo e o teor de umidade ótimo utilizado nos modelos, foi realizado o ensaio de compactação tipo Proctor Normal.

Neste ensaio, o solo é misturado com várias quantidades de água e depois compactado em três camadas iguais por um soquete que golpeia 25 vezes cada camada. Com o teor de umidade conhecido, o peso específico seco pode ser calculado como:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w(\%)}{100}}$$

Onde:

γ_d é o peso específico seco $\left(\frac{kN}{m^3}\right)$;

γ é o peso específico natural $\left(\frac{kN}{m^3}\right)$;

W é a umidade natural do solo (%).

O ensaio é repetido para diversas umidades, a partir das quais plota-se um gráfico da variação do peso específico seco pela umidade e verifica-se qual é o maior peso específico.

3.1.3 Ensaio de Cisalhamento Direto

O principal objetivo de realizar o ensaio de cisalhamento direto é a obtenção dos parâmetros de resistência do solo, coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ), para as condições de umidade natural e saturada.

De acordo com Das (2014), “o ensaio de cisalhamento direto é a forma mais antiga e mais simples de arranjo para o ensaio de cisalhamento.” O equipamento de ensaio consiste em uma caixa metálica dividida horizontalmente em duas metades nas quais o corpo de prova de solo é colocado. A força normal no corpo de prova é aplicada a partir do topo da caixa de cisalhamento, enquanto a força de cisalhamento é aplicada ao mover uma metade da caixa sobre a outra para provocar a ruptura no corpo de prova.

3.2 MODELAGEM FÍSICA

Este trabalho irá utilizar dados de um modelo físico construído no Laboratório de Geotecnia da UnB para simular o comportamento da interação entre a camada de distribuição e uma inclusão rígida.

O modelo consiste em uma camada de solo compactada dentro de um cilindro de concreto repousada inicialmente sobre uma placa de aço e posteriormente sobre um cilindro metálico. Esse cilindro simula uma inclusão rígida, enquanto o solo compactado simula a camada de distribuição (Figura 16 e Figura 17). O solo compactado terá, então, seu peso próprio suportado apenas pela inclusão rígida, representando o fenômeno encontrado no funcionamento desse tipo de fundação em condições de inundação do solo, ou seja, em seu colapso.

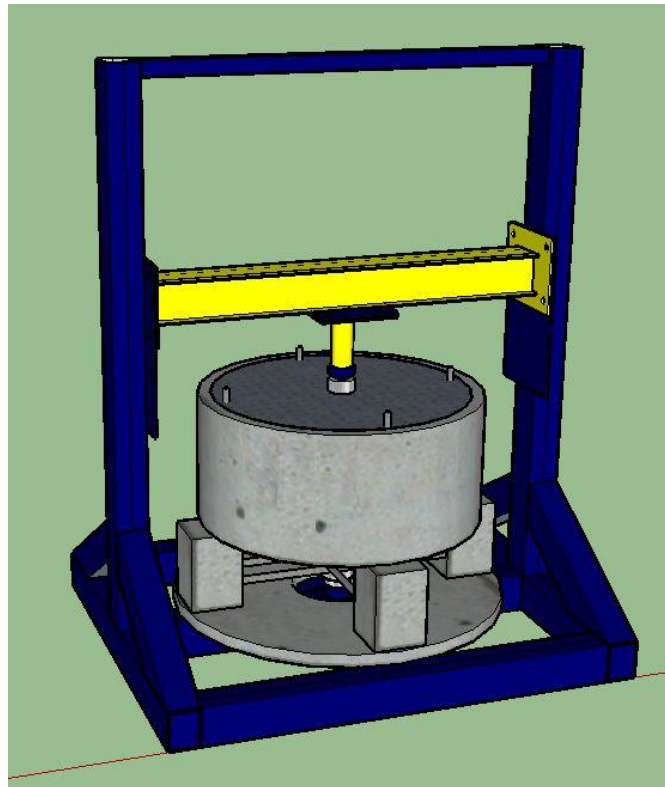


Figura 16. Esquema do modelo físico utilizado no Laboratório de Geotecnia

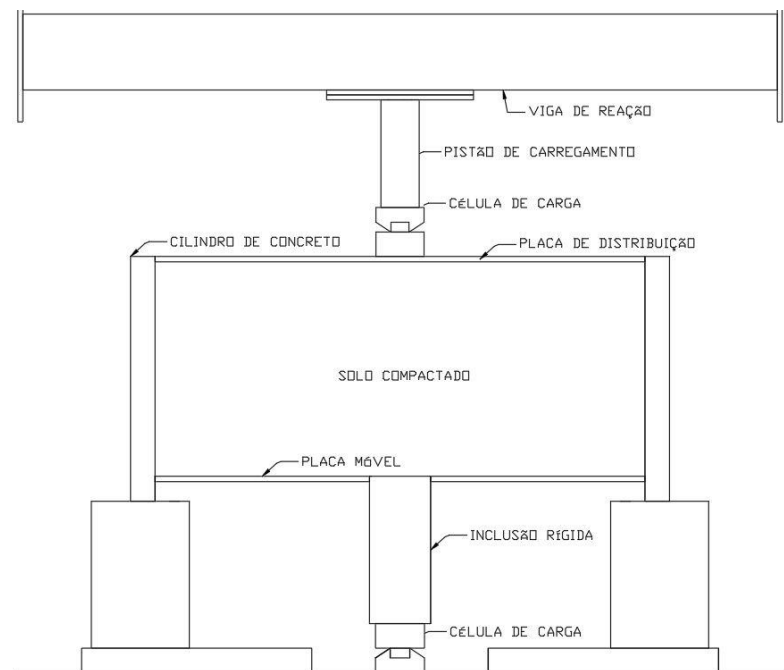


Figura 17. Corte do modelo utilizado em laboratório.

Na teoria do uso de inclusões rígidas para diminuição do recalque, considera-se que os carregamentos da edificação são transferidos ao topo das inclusões pela camada de distribuição de forma a aliviar as tensões no solo adjacente e, desta forma, diminuir os recalques.

Para simular o fenômeno de colapso do solo, o equipamento conta com uma placa de aço móvel na parte de baixo, com um furo do tamanho da estaca. Inicialmente essa placa é fixa para o auxílio da compactação do solo, mas depois é retirada, fazendo com que todo o peso do solo e a carga aplicada sobre ele sejam direcionados ao topo da estaca.

Por sua vez, a placa de aço superior auxilia na compactação e na aplicação de carga uniforme sobre o solo compactado. Um macaco hidráulico aplica uma força controlada sobre esta placa de aço, a qual distribui de forma homogênea sobre o solo imediatamente abaixo.

No equipamento são instalados instrumentos de medição, tais como Células de Tensão Total, CTT, e Células de Carga, para obter informações da interação entre a inclusão e a camada de distribuição sobre carregamento. Esses instrumentos de medição foram calibrados e ajustados para o solo utilizado para obter resultados mais precisos.

A geometria do modelo foi definida considerando-se um grupo de inclusões dispostas como numa grelha, com espaçamento S entre elementos. A área influente ou célula de influência de cada inclusão interna é hexagonal, mas para efeitos práticos, pode ser considerada como circular (Rodríguez, 2001; 2010; Rodríguez e Auvinet, 2002; Rodríguez *et al.* 2015), o problema torna-se então axissimétrico, como mostrado na Figura 18.

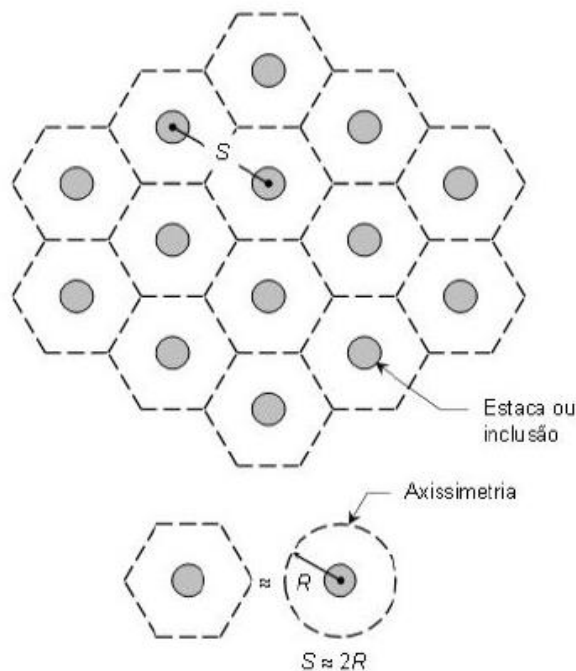


Figura 18. Distribuição em planta de um grupo de inclusões ou estacas dispostas como uma grelha (Rodríguez, 2001).

As dimensões finais do equipamento simulam então um espaçamento entre estacas S de aproximadamente 1 metro, uma espessura de camada de distribuição de 40 cm, e inclusão rígida de 10, 15 ou 20 cm.

3.2.1 Procedimento metodológico

A metodologia planejada e adotada para a realização do ensaio de simulação do colapso do solo no sistema de reforço de solo com inclusões rígidas aqui explicada contém os procedimentos adotados para montagem do modelo físico, para aplicação do carregamento e para aferição dos parâmetros.

O procedimento metodológico pode ser dividido nas seguintes etapas: obtenção do solo; umedecimento e homogeneização; compactação do solo; retirada da placa; e aplicação de carga no solo compactado.

A obtenção do solo consiste em adquirir uma quantidade suficiente para preencher todo o cilindro de concreto com o solo com o peso específico máximo calculado no ensaio de compactação. Idealmente, é necessário que o solo coletado tenha as mesmas características físicas e mecânicas das amostras utilizadas nos ensaios de caracterização, e por isso, deve ser retirado da mesma localização das amostras.

O procedimento de umedecimento e de homogeneização tem como objetivo conceder ao solo umidade suficiente para que ele se encontre na umidade ótima calculada no ensaio de compactação, possibilitando sua íntegra compactação.

Para que toda a massa de solo se encontre nas mesmas condições de umidade e mesmo peso específico, é realizada uma homogeneização do solo. Este procedimento se respalda no processo de destorroamento e remoção de elementos naturais do solo indesejados para o experimento, como raízes de plantas.

A compactação é realizada em camadas de forma a chegar ao peso específico desejado em toda a espessura do solo e de forma estática, com aplicação de uma carga exercida pelo pistão de carregamento e distribuída pela placa metálica superior. Nesta etapa também são posicionadas as células de tensão total, em localizações planejadas entre as camadas de compactação. Essas células possibilitam a leitura de tensões nessas posições, as quais permitem o estudo da distribuição das tensões na camada de distribuição com o acréscimo de carregamento.

A compactação é a última etapa de preparação, depois da qual o modelo físico está preparado para simular o efeito de colapso do solo e carregamento da camada de

distribuição. Como explicado anteriormente, o colapso neste modelo é simulado pela retirada da placa metálica inferior, simulando um recalque repentino.

A retirada da placa é acompanhada pelos instrumentos de medição de carga, tensões e de deslocamentos, possibilitando a verificação do estado da camada de distribuição com a retirada de seu apoio e a ocorrência de colapso dessa camada apenas pelo seu peso próprio.

Após a retirada da placa inferior e a verificação da ocorrência de ruptura ou não da camada de distribuição, inicia-se o carregamento, realizado pela aplicação de carga pelo cilindro. Esse carregamento é realizado de forma crescente em uma taxa constante e acompanhado pelos instrumentos de medição, até que se note que o aumento da carga na placa superior não cause um aumento da carga na célula de carga na estaca inferior, caracterizando a ruptura da camada de distribuição.

Com a ruptura da camada de distribuição, retira-se a carga aplicada e a placa superior para se verificar as fissuras geradas e como se ocorreu a ruptura, além de se medir os deslocamentos finais.

3.2.2 Montagem e ensaio do modelo físico

O modelo físico foi montado utilizando o processo metodológico anteriormente explicado e foram realizados ensaios de modo a obter um melhor entendimento do processo de ruptura da camada de distribuição com o aumento da sobrecarga. Os passos serão detalhadamente expostos, neste tópico, com o uso de fotos.

O primeiro passo foi a obtenção do solo, o qual foi realizado no mesmo local de retirada de solo para formação das amostras utilizadas nos ensaios de caracterização mecânicas e físicas, o CEGUnB. Foram retirados cerca de 500 kg do solo na umidade natural para depois deixá-lo secando ao sol até atingir o estado seco.

Planejou-se realizar a compactação em três camadas de 15 cm, de forma a se ter uma melhor compactação e possibilitar o posicionamento das Células de Tensão Total (CTT) entre as camadas, como mostrado na Figura 19.

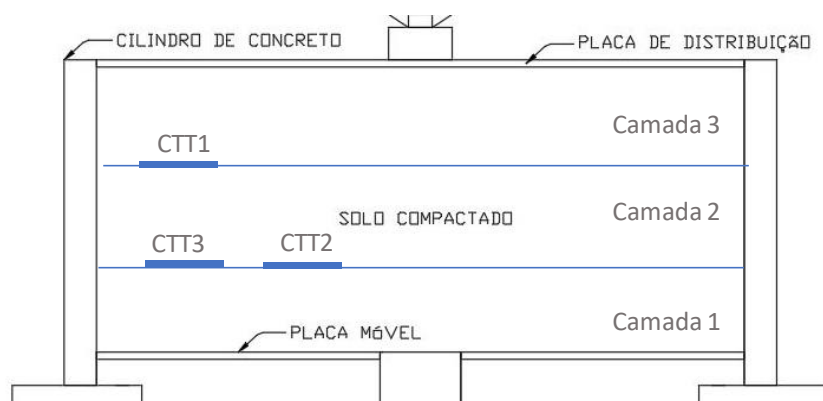


Figura 19. Camadas de compactação e posicionamento das CTTs.

Para completar as camadas com solo suficiente para se ter a altura planejada, calculou-se uma quantidade de 145 kg de solo no estado seco para cada camada. Foi necessário, então, umedecer e homogeneizar essa quantidade de solo, processo realizado como mostrado na Figura 20.



Figura 20. Umedecimento e homogeneização do solo

O interior do modelo físico foi preparado com uma camada de geotêxtil sob a placa inferior e uma geomembrana recobrindo as suas laterais (Figura 21). O geotêxtil serviu como uma camada filtrante para a saída da água do solo durante a etapa de compactação e para evitar a adesão de solo na placa, impossibilitando a sua retirada na etapa de simulação do colapso do solo de apoio. Por sua vez, a geomembrana, junto do espalhamento de vaselina sobre ela, serviu de aparato para redução de atrito do solo com as laterais de concreto.

Com o interior preparado, o solo foi colocado e espalhado de forma uniforme dentro do cilindro, sendo realizadas pequenas compactações de forma manual para

facilitar a compactação final (Figura 22). Após a colocação de todo o solo na umidade ótima, realizou-se uma nivelção para depois colocar a placa de aço superior para distribuição da carga que irá compactar o solo. A carga então é aplicada com o auxílio do cilindro de aplicação de carga acionado por um macaco manual e mantida por algumas horas até atingir a espessura planejada da camada (Figura 23).

Entre as camadas de solo compactado, espalhou-se cal até formar uma pequena camada branca, a qual possibilitaria visualizar possíveis deformações entre as camadas compactadas após a realização do ensaio (Figura 24). Além disso posicionou-se as CTTs em pontos onde imaginou-se uma possível superfície de ruptura para obter valores de tensão nesses pontos.



Figura 21. Preparação do interior do cilindro de concreto



Figura 22. Colocação do solo no modelo



Figura 23. Compactação de uma camada de solo



Figura 24. Preparação entre as camadas de solo

Ao lado do modelo físico encontra-se a mesa de monitoramento dos equipamentos medidores (Figura 25). Nela foi posicionada o aquisitor de dados, responsável por receber o sinal de todos os instrumentos de medição e transmiti-los para o computador para que eles sejam acompanhados ao longo do ensaio e depois armazenados.

Depois da compactação das três camadas (Figura 26), a placa superior e as células de carga são posicionadas de forma que a etapa de carregamento pode ser iniciada (Figura 27 e Figura 28). A placa inferior então é retirada verificando a estabilidade do sistema e acompanhando a carga recebida pela inclusão rígida por meio da célula de carga inferior.

O carregamento é realizado da mesma forma que o realizado durante a etapa de compactação, porém a carga é aplicada de forma constante e crescente até que os instrumentos identifiquem que o aumento de carga não leve a um aumento de tensão dentro das camadas de solo nos cilindros.



Figura 25. Preparação e posicionamento da instrumentação



Figura 26. Última camada compactada



Figura 27. Célula de carga da inclusão rígida

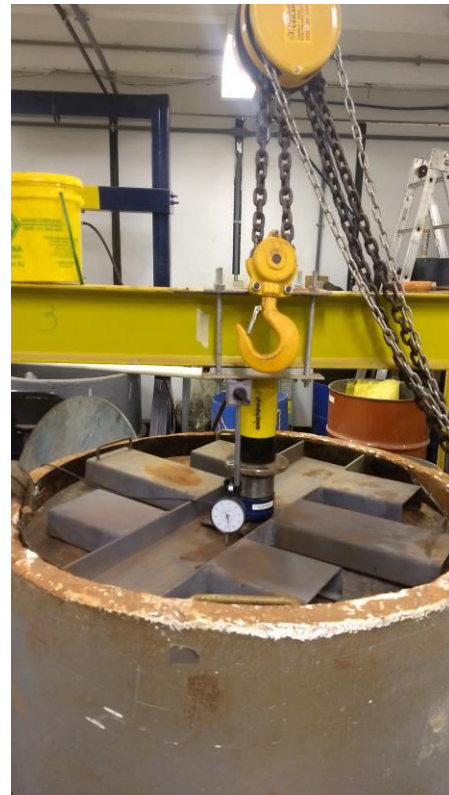


Figura 28. Preparação para início do carregamento

Após a ruptura da camada de distribuição, a placa superior é retirada e estuda-se as fissuras originadas na superfície do solo compactado, verificando sinais do tipo de ruptura ocorrida, formato e espessura das fissuras (Figura 29). Depois escavou-se a metade do cilindro para examinar se houve deformações das camadas compactadas e a existência de superfícies de ruptura (Figura 30 e Figura 31).



Figura 29. Ruptura do solo após o carregamento



Figura 30. Retirada do solo do modelo



Figura 31. Análise das camadas de solo após ruptura e verificação de cunhas de ruptura

3.3 MODELAGEM NUMÉRICA

Para o melhor entendimento da transferência de carga na camada de distribuição para a inclusão rígida e do mecanismo de ruptura da camada de distribuição, foi montado um modelo computacional utilizando o Método dos Elementos Finitos para realizar as análises.

Para que se pudesse realizar a comparação entre o modelo numérico e o modelo físico, os valores dos parâmetros geométricos foram fixados para que se equivalessem aos parâmetros geométricos no modelo físico.

As condições de contorno foram definidas de tal forma a simular o comportamento axissimétrico do efeito de grupo das inclusões citado anteriormente em um modelo bidimensional.

A ênfase do modelo está na interação entre a inclusão e a camada de distribuição, e com isso, considerou-se desnecessária modelagem do fuste das inclusões, uma vez que não traria informações adicionais à análise a ser realizada.

Montado o modelo, foram realizadas análises do comportamento dessa interação com a elevação da carga e com a variação de parâmetros do solo. Da mesma forma foram realizadas análises para inclusões de 10, 15 e 20 cm.

A partir dos resultados dessas análises, foram feitas comparações entre as tensões obtidas no modelo computacional e as obtidas pelos modelos teóricos apresentados e por um modelo físico montado no Laboratório de Geotecnia da UnB.

3.3.1 Programa utilizado

Para realizar as análises necessárias, a ferramenta numérica utilizada foi o programa de elementos finitos PLAXIS (“Finite Code for Soil and Rock Analyses”), versão AE para simulações em 2D.

O PLAXIS é um programa de elementos finitos desenvolvido principalmente para análises de projetos de engenharia geotécnica. Funciona em ambiente Windows e consta de quatro módulos: *Input*, onde são inseridas as características geométricas, condições de contorno, propriedades dos materiais e outra informações essenciais para a análise; *Calculations*, onde são realizados os cálculos iterativos de tensão e deformação; *Output*, onde são mostrados os resultados obtidos nos cálculos, incluindo a visualização de deformações, deslocamentos, tensões e outros; *Curves*, onde são apresentados gráficos ajustáveis do carregamento ou deformação ao longo do tempo.

As principais características para a escolha do programa podem ser consideradas a facilidade de inserir as informações na interface, a capacidade de realizar cálculos automáticos na determinação de incrementos de carga e tempo, e a possibilidade de realizar análises em diferentes fases.

Segundo Pérez (2017) as principais características do programa são:

- análises bidimensionais em estado de deformação plana ou com simetria axial e análises tridimensionais;
- entrada gráfica para o modelo geométrico, permitindo a representação das camadas do solo, estruturas, estágios construtivos, cargas e condições de contorno;
- geração automática da malha e possibilidade de refinamento global e local;
- elemento triangulares isoparamétricos de 6 e 15 nós, com 3 e 12 pontos de Gauss, respectivamente, para modelos em duas dimensões;
- cinco modelos constitutivos: elástico linear; elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb, dois modelos elasto-plástico (“*Soft-Soil*” e “*Hardening-Soil*”), e um modelo elasto-viscoplástico, derivado do modelo *Cam-Clay* (“*Soft-Soil-Creep*”);
- possibilidade de análises para condições drenadas ou não-drenadas, com a possibilidade do cálculo de poropressões a partir da linha freática para análises simples e a partir da perda de carga para análises mais complexas;
- algoritmo automático para determinação dos incrementos de carga e de tempo para o caso de análises não lineares;
- análises de adensamento acoplada utilizando a teoria de Biot;
- diversidade de condições de carregamento devido a forças externas, deslocamentos, pressões nodais ou fluxo imposto;
- possibilidade de realizar análises em etapas.

3.3.2 Modelo constitutivo

Segundo Echeverría (2006), a escolha do modelo constitutivo que é utilizado nas simulações do comportamento do material tem grande importância para que o resultado seja representativo da realidade. O programa PLAXIS possui cinco modelos constitutivos disponíveis, sendo quatro elasto-plásticos: Mohr-Coulomb, *Soft-Soil*, *Soft-Soil-Creep* e *Hardening-Soil*.

Cada modelo desses faz considerações diferentes a respeito do comportamento elástico linear e plástico dos solos, sendo que a escolha do modelo deve ser realizada levando em consideração o que se deseja analisar e as características do sistema analisado. Os modelos não serão apresentados, pois não é o escopo deste trabalho estudar como eles foram gerados.

Para realizar as análises do trabalho, foi escolhido o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, pois assume que o material se comporta como linear elástico até atingir a ruptura, não havendo a ocorrência de endurecimento devido ao fluxo plástico. Este modelo não representa completamente o modelo, mas seus resultados podem trazer análises qualitativamente satisfatórias.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Este capítulo se refere aos resultados obtidos na caracterização do solo, no modelo físico e pelo modelo numérico, além dos procedimentos e parâmetros adotados para obtenção desses resultados. A partir desses resultados, foram realizadas análises individuais de cada modelo, para verificar a validação deles.

4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DO SOLO

Os ensaios de caracterização física e mecânica do solo foram realizados por Julian Buriticá Garcia (Buriticá, 2018) no Laboratório de Geotecnia da Unb com amostras de solo retirado do Campo Experimental de Geotecnia da UnB, e os resultados aqui apresentados são apenas dados aproveitados de seus ensaios.

4.1.1 Índices físicos do solo

Os índices físicos obtidos tendo em vista os ensaios de compactação e de cisalhamento direto a serem realizados e para tentar prever o comportamento do solo no funcionamento das inclusões rígidas em função de suas características. O resumo dos índices e as classificações do solo estão mostradas na Tabela 4. Resumo dos índices físicos do solo

Tabela 4. Resumo dos índices físicos do solo.

Amostra		Solo campo experimental UnB
Com defloculante	Pedregulho (%)	0,0
	Areia (%)	30,0
	Silte (%)	17,5
	Argila (%)	52,5
Sem defloculante	Pedregulho (%)	0
	Areia (%)	87,5
	Silte (%)	12,1
	Argila (%)	0,4
Peso específico natural na coleta - γ (kN/m ³)		17,7
Peso específico real dos grãos γ_s (kN/m ³)		28
Densidade relativa dos grãos - G_s		2,8
Umidade natural na coleta - W_{nat} (%)		27,37

Amostra	Solo campo experimental UnB
Limite de liquidez - Ll (%)	45
Limite de plasticidade - Lp (%)	26
Índice de plasticidade - IP (%)	19
Classificação SUCS	CL
Classificação MCT	LA'-LG'
Classificação TRB	A-7-6 (13)

4.1.2 Ensaio de compactação

A finalidade desse ensaio é determinar a curva de compactação, dada pela massa específica do solo em função da umidade da amostra, e, a partir dela, obter o peso específico máximo e a umidade ótima. A curva é mostrada na Figura 32.

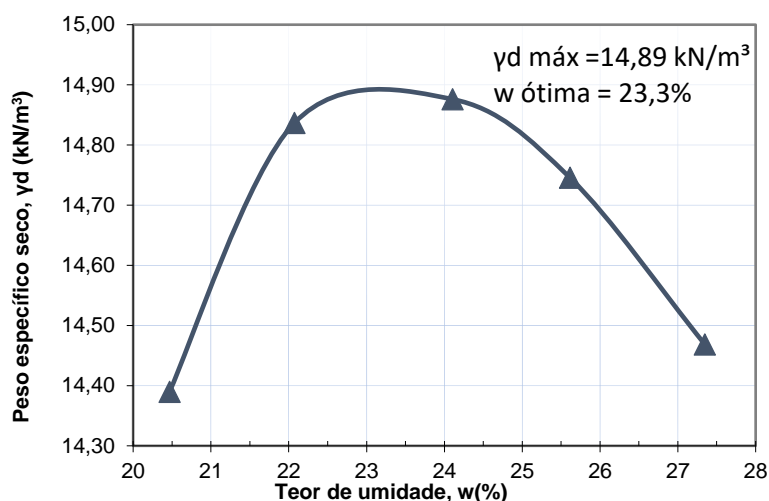


Figura 32. Gráfico dos resultados em laboratório do ensaio de compactação.

A curva obtida é característica dos solos argilosos, com a concavidade acentuada, como o esperado. Os valores de umidade ótima, peso específico seco máximo, e peso específico na umidade ótima estão mostrados na Tabela 5.

Tabela 5. Valores de umidade ótima, e pesos específicos máximos.

W ótima (%)	$\gamma_{dmáx} \left(\frac{kN}{m^3} \right)$	$\gamma_{máx} \left(\frac{kN}{m^3} \right)$	$\gamma_{sat} \left(\frac{kN}{m^3} \right)$
23,3	14,89	18,4	19,4

Os valores de peso específico estão dentro dos valores previstos para este tipo de solo, possuindo então nenhuma característica diferente dos solos colapsíveis.

4.1.3 Ensaio de Cisalhamento Direto

Os ensaios foram realizados para duas situações: solo compactado com umidade ótima e solo compactado na umidade ótima e depois saturado. O primeiro, aqui chamado de estado natural, visa verificar os parâmetros do solo em seu estado ótimo, no qual a camada de distribuição estaria funcionando em suas condições normais de utilização. Por sua vez, o segundo estado visa verificar os parâmetros do solo em condições de colapso, no qual a presença de água reduz a sua resistência, como mostrado no tópico 2.2.4. A partir disso, pode-se comparar os resultados da melhor condição possível com a pior condição.

Além disso, variou-se a tensão normal nas faixas de tensão planejadas para a realização do modelo físico, as quais foram limitadas pela resistência do pórtico que sustenta o modelo. Os resultados estão mostrados na Figura 33.

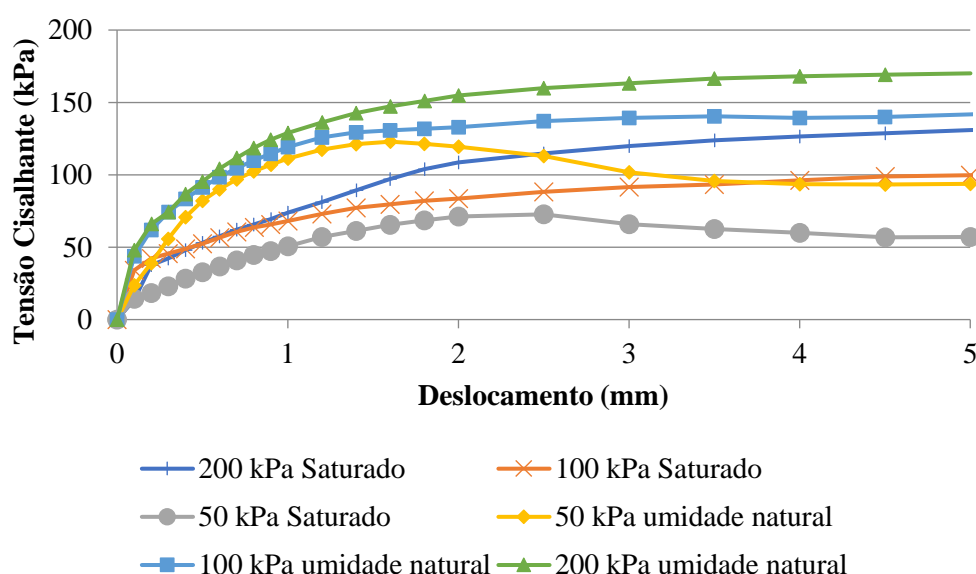


Figura 33. Resultado do ensaio de cisalhamento direto.

Os gráficos obtidos a partir do ensaio, correspondentes às tensões no plano de ruptura, possibilitam o traçado da envoltória de resistência do solo e a obtenção dos parâmetros de coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ), como mostrado na Figura 34.

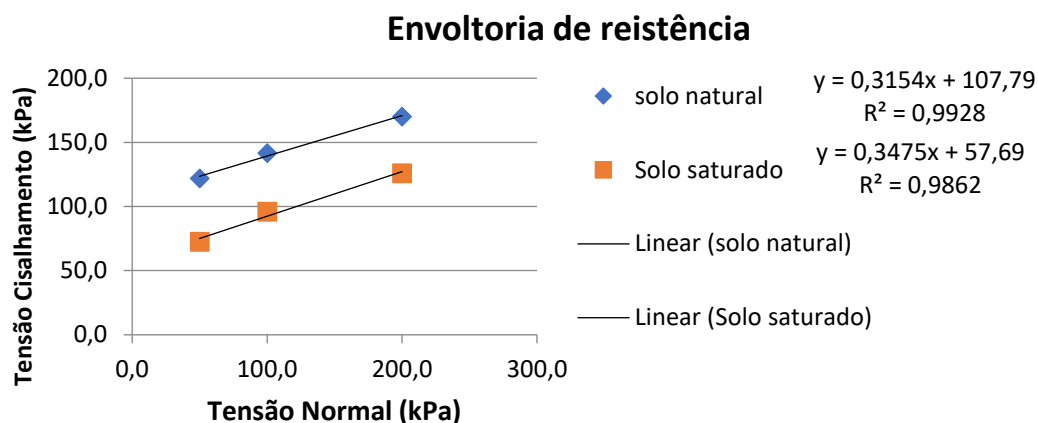


Figura 34. Envoltória de resistência para o caso do solo natural e do solo saturado.

A partir da regressão linear realizada, chegou-se aos valores de coesão e ângulo de atrito mostrados na Tabela 6.

Tabela 6. Valores de coesão e de ângulo de atrito para os estados natural e saturado.

Estado do solo	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
Umidade ótima	107	17
Saturado	57	19

Nota-se que o solo natural possui uma coesão aproximadamente duas vezes maior do que a coesão do solo no estado saturado, evidenciando a característica dos solos colapsíveis de perder a resistência de forma acentuada com o aumento da umidade.

4.2 MODELAGEM FÍSICA

A modelagem física foi realizada no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília no período de abril de 2017 a agosto de 2018, sendo realizados cinco ensaios com variação de alguns parâmetros do solo e de geometria do modelo. Os procedimentos a metodologia do ensaio foram idealizados por Buriticá (2018)



Figura 35. Modelo Físico montado no Laboratório de Geotecnia da UnB.

Ao todo, foram realizados seis ensaios variando o diâmetro das inclusões rígidas e, nos três finais, foi adicionado cimento ao solo para verificar o efeito do aumento da resistência da camada de distribuição no sistema de inclusões rígidas.

4.2.1 Resultados do modelo físico

A modelagem física foi período de abril de 2017 a agosto de 2018 e os dados obtidos ainda estão em fase de tratamento e análise, não possuindo conclusões concretas sobre a distribuição de tensões na camada de distribuição no sistema de inclusões rígidas.

No primeiro ensaio realizado foi utilizada uma inclusão de 10 cm de diâmetro com solo compactado na umidade ótima. Este ensaio funcionou como um teste da metodologia planejada, de forma que os procedimentos ainda estavam sendo aprimorados. O resultado deste primeiro experimento foi que a camada compactada rompeu com a retirada da placa inferior, sem que houvesse carregamento.

O segundo ensaio foi realizado com uma inclusão de 15 cm de diâmetro e já foi possível realizar o carregamento sem que a camada compactada rompesse com a retirada

da placa inferior. Porém, foi a partir do terceiro ensaio, realizado com inclusão de 20 cm de diâmetro, onde se obtiveram resultados com mais acurácia e consistência.

O quarto, quinto e sextos ensaios foram realizados com inclusões de 10, 15 e 20 cm de diâmetro, respectivamente, e com adição de 6%, em massa, de cimento ao solo para aumentar a resistência da camada compactada. Estes ensaios obtiveram os melhores resultados, pois foi possível obter dados por um período de tempo maior, possibilitando uma melhor visualização dos deslocamentos e da variação de carga na inclusão rígida.

Os principais dados obtidos nesses ensaios foram: carga aplicada na placa superior, obtida pela pressão no macaco aplicador de carga e pela célula de carga superior; carga recebida pela inclusão rígida, obtida pela célula de carga inferior; tensões dentro da camada compactada, obtidas pelas células de tensão total espalhadas dentro dessa camada; e deslocamentos da placa superior, primeiramente obtida de forma manual e, nos últimos ensaios, por extensômetros.

A partir desses dados obtidos, pode-se realizar análises comparativas entre cargas, tensões e deslocamentos, verificando qual a relação entre elas, e também qual é o impacto da variação de geometria e de resistência do solo nesses parâmetros. Um exemplo de análise é mostrado na Figura 36, retirada de Buriticá (2018).

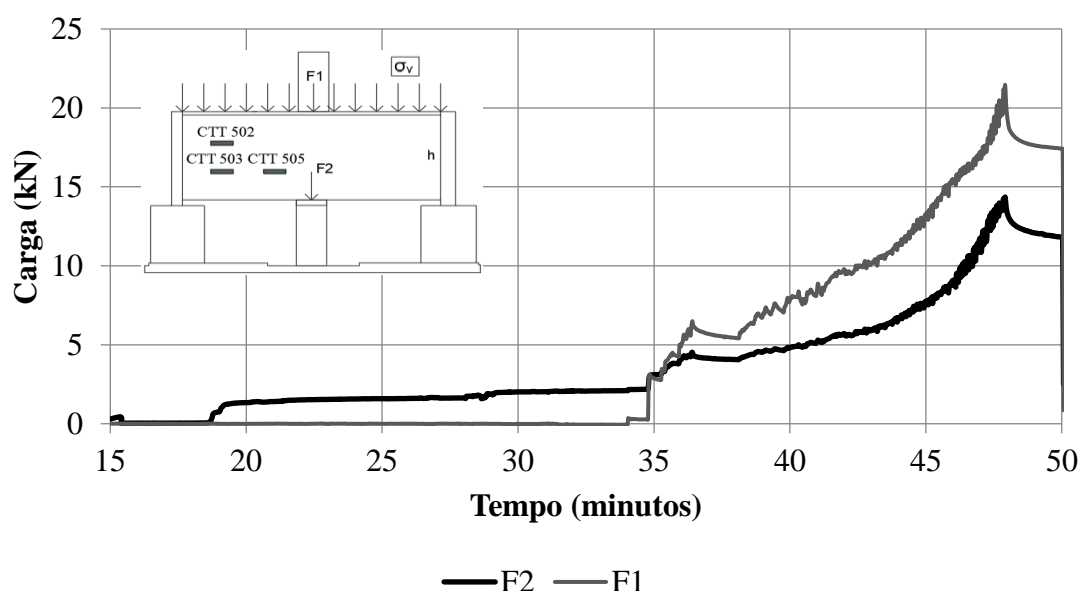


Figura 36. Comparação da carga aplicada no pistão com a carga recebida pela inclusão (Buriticá, 2018).

O gráfico da Figura 36 mostra a evolução do carregamento aplicado a placa superior e na carga recebida pela inclusão com o tempo. Percebe-se que a carga na

inclusão aumenta com a retirada da placa inferior (em 19 minutos), uma vez que a camada que antes estava apoiada na placa, agora está apoiada somente na inclusão. A partir de 34 minutos, iniciou-se o carregamento, notando-se um aumento tanto da carga aplicada, quanto da carga recebida pela inclusão, até o tempo de 48 minutos, onde foi verificado a ruptura da camada.

Dentro desse período, as cargas cresciam em uma certa proporção, mostrando a eficiência da camada compactada de transferência da carga aplicada para a inclusão rígida, e a eficiência da preparação do interior do cilindro de forma a diminuir o atrito nas laterais. Porém ainda é necessário analisar qual é a relação exata entre essas duas cargas e ainda verificar como o diâmetro da inclusão afeta essa relação.

Foi também analisada uma possível superfície de ruptura ao se escavar a camada compactada após a realização do carregamento e a verificação de sua ruptura. Durante a escavação notou-se que uma região acima da inclusão se encontrava mais rígida que as regiões adjacentes. Desta forma, retirando essa região do cilindro obteve-se um bloco de solo mostrado na Figura 37.



Figura 37. Bloco de solo

Esse bloco seria formado por uma região que foi mais compactada por receber mais tensões do que as adjacentes, regiões que seriam separadas por uma possível superfície de ruptura. Essa superfície teria o formato de um tronco de cone invertido.

A partir de análises como a mostrada acima, espera-se entender como ocorre o mecanismo de transferência de carga pela camada de distribuição e, principalmente, o mecanismo de ruptura dessa camada.

Pode-se incluir também que esses ensaios realizados em modelo físico, além de serem fonte de uma grande base de dados para diferentes tipos de análises, foram de grande importância para a visualização do sistema fundações com uso de inclusões rígidas. Por meio dessa visualização é possível, muitas vezes, encontrar detalhes não mostrados apenas com análises numéricas e analíticas.

4.3 MODELAGEM NUMÉRICA

Como os resultados da modelagem física ainda estão em fase de análise, a modelagem numérica não foi realizada para fins comparativos com o modelo físico, mas sim para analisar a influência do diâmetro da inclusão e da resistência do solo na capacidade de carga do sistema de inclusões rígidas.

Mesmo não sendo realizada para comparar com o modelo físico, foi escolhido modelar o experimento e não o fenômeno real. Desta forma, os resultados obtidos podem ser futuramente utilizados para comparação.

Com isto, nesta modelagem numérica foram utilizados os parâmetros obtidos no ensaio de caracterização física e mecânica do solo e serão modelados os ensaios para o solo na umidade ótima e no estado saturado.

A modelagem com o solo na umidade ótima visa obter informações do desempenho do sistema de inclusões rígidas para seu estado ideal, no qual terá maior resistência e eficiência para a transferência de carga. Por sua vez, a modelagem com o solo no estado saturado visa obter dados do desempenho do sistema em seu pior estado, no qual o solo de apoio saturado pudesse vir a colapsar devido aos mecanismos de ruptura do solo colapsável.

A simulação no PLAXIS foi realizada em três etapas, semelhantes a metodologia aplicada no modelo físico. A primeira etapa consistiu em carregar inicialmente o solo com porcentagens de seu peso próprio e da placa superior até alcançar o peso total ou formar pontos plásticos suficientes para se considerar uma ruptura.

A segunda etapa consistiu em aplicar uma carga inicial pequena para verificar a estabilidade do modelo e depois começar a terceira etapa, que é a de carregamento. Na última etapa, o carregamento é aumentado aos poucos até a ruptura.

Como dito anteriormente, o solo foi modelado considerando o modelo Mohr-Coulomb para sua resistência, uma vez que os dados obtidos dos ensaios não eram suficientes para os outros modelos e que, mesmo não sendo o modelo mais adequado para este caso, o modelo Mohr-Coulomb é suficiente para o nível de estudo realizado.

Por fim, a modelagem numérica foi realizada com o intuito de encontrar deslocamentos da massa de solo, tensões na inclusão rígida e a carga máxima que o solo compactado suporta.

4.3.1 Características do modelo

Para a análise, foi montado um modelo no programa PLAXIS 2D, que consiste na simulação de uma camada cilíndrica de solo apoiada em uma estaca no seu eixo vertical. Adotou-se um modelo axissimétrico bidimensional, sendo necessário então simular apenas metade desse cilindro.

As características geométricas do modelo numérico foram estabelecidas com o intuito de simular o modelo físico, como mostrado na Figura 17, resultando em uma largura de 100 cm, altura de 45 cm, com inclusão de largura variando de 10 a 20 cm. Como a análise utilizada foi a axissimétrica, as larguras resultantes foram a metade das larguras antes estabelecidas e a altura continuou a mesma, como mostrado na Figura 38.

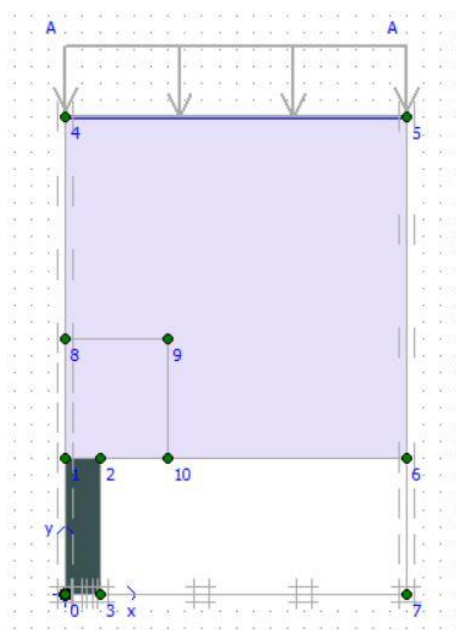


Figura 38. Geometria do modelo numérico utilizado.

A placa superior foi modelada como um elemento de placa com propriedades mecânicas do aço e de espessura de meia polegada, enquanto a placa inferior foi modelada como um bloco rígido para completar um formato geométrico regular. Isso facilita a geração da malha para o método dos elementos finitos e, uma vez que será desconsiderado para a simulação, seu formato não é relevante.

As laterais foram definidas como condições de contorno indeslocável horizontalmente, porém deslocável verticalmente para poder simular possíveis recalques. Por sua vez, o inferior da inclusão rígida e da placa inferior foram consideradas totalmente indeslocáveis.

Foi delimitada uma região acima da inclusão rígida para realizar um refinamento de malha, de forma a obter um detalhamento melhor dessa região, uma vez que representa uma região de concentração de tensões.

Com a geometria definida, as simulações foram realizadas apenas variando-se os parâmetros do solo utilizado e os diâmetros das inclusões rígidas.

4.3.2 Modelagem com solo na umidade ótima

Os parâmetros do solo utilizados nesta modelagem são os parâmetros encontrados nos ensaios realizados para o solo compactado na umidade ótima, cujos resultados foram mostrados no tópico 4.1 e resumidos na Tabela 7.

Tabela 7. Resumo dos parâmetros do solo compactado na umidade ótima.

Peso específico $\left(\frac{kN}{m^3}\right)$	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	K_0
18,4	107	17	0,707

O coeficiente de empuxo em repouso (K_0) foi calculado pela relação empírica de Jacky $K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$. Foi também considerado para as análises que a resistência à tração desse solo com 5% de sua coesão e um coeficiente de Poisson de 0,33.

Realizando as simulações de forma como foi explicado anteriormente, foi possível construir um gráfico de carga *versus* deslocamento para os diâmetros de 10, 15 e 20 cm da inclusão rígida, como mostrado na Figura 39.

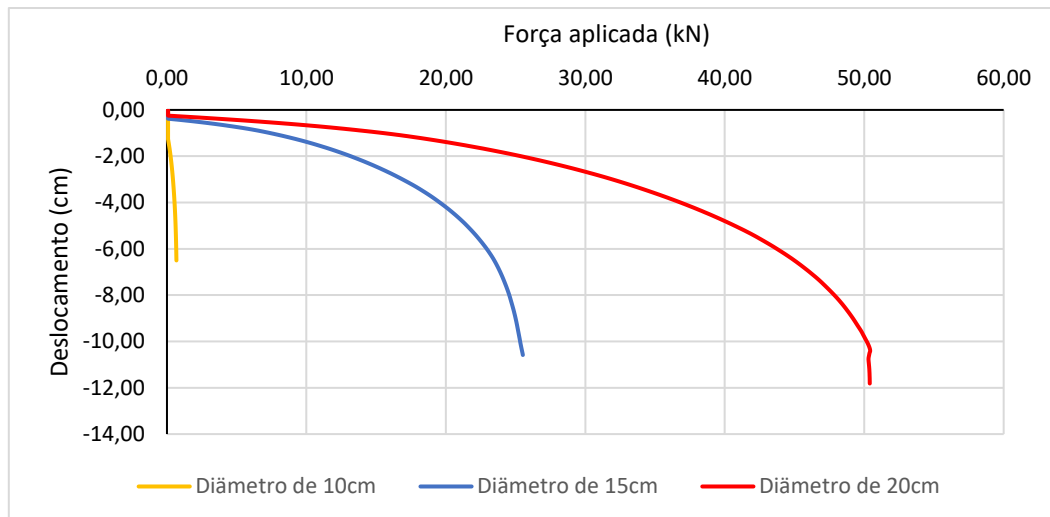


Figura 39. Gráfico de carga *versus* deslocamento para inclusões de diâmetro de 10, 15 e 20 cm para solo na umidade ótima.

Como o esperado, com o aumento do diâmetro da inclusão rígida, a carga suportada pelo sistema aumenta de forma considerável, porém o deslocamento limite alcançado pelas inclusões de 15 e 20 cm não se diferenciaram muito.

Foi estimado uma carga de ruptura de aproximadamente 22 kN para a inclusão de 15 cm, e de aproximadamente 45 kN para a inclusão de 20 cm, mostrando que um aumento de apenas 5 cm na inclusão, mais que dobrou a capacidade de carga do sistema. Em termos de cargas distribuídas no solo, esses valores seriam 28 kN/m² e 57 kN/m², respectivamente. Por sua vez, as cargas últimas para os casos, seriam de 25 e 50 kN, que, em termos de carga distribuída, seriam de 32 e 64 kN/m², respectivamente.

O sistema com a inclusão de 10 cm obteve uma capacidade de carga bastante inferior às outras duas, tendo a sua ruptura ocorrido com poucos kN de força aplicados. Esse diâmetro reduzido de inclusão favorece o fenômeno de puncionamento, no qual a ruptura da camada de solo ocorre pela penetração da inclusão rígida no solo pelo acúmulo de tensões gerada pela pequena área de apoio, como pode ser visto na Figura 40 gerada pelo programa.

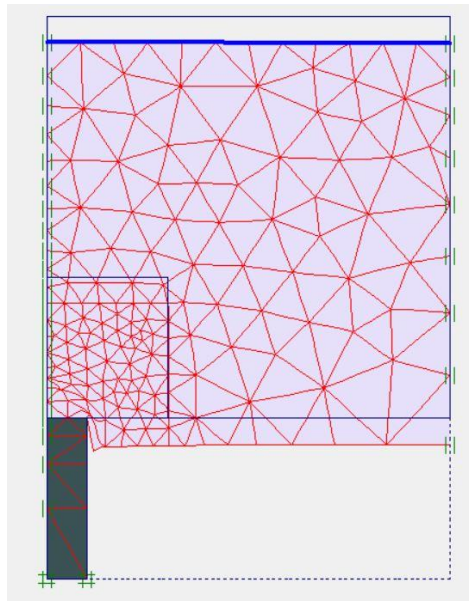


Figura 40. Malha deformada para a simulação com inclusão de 10 cm.

Por sua vez, as rupturas nos outros dois casos se deram com uma área maior de plastificação e com resistências bastante superiores. Analisando os pontos plastificados, obtidos a partir da modelagem do programa, mostrados na Figura 41, pode-se observar os tipos de ruptura ocorridos.

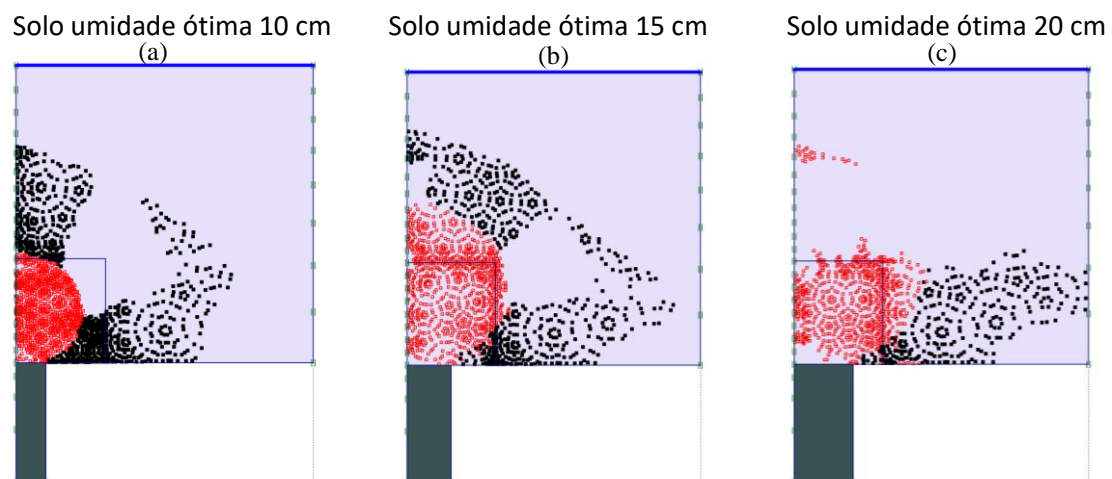


Figura 41. Pontos plásticos obtidos nas simulações para as diferentes inclusões com solo na umidade ótima, onde os pontos vermelhos representam pontos plastificados por compressão, e os pretos, pontos plastificados por tração. (a) Inclusão de 10 cm, (b) Inclusão de 15 cm e (c) Inclusão de 20 cm.

Observa-se que, para a inclusão de 10 cm, há uma concentração de pontos plastificados por compressão acima da inclusão, caracterizando o fenômeno de punção antes comentado. Porém também se nota a existência de pontos

plastificados por tração ao lado da inclusão, mostrando o deslocamento que pode ser visualizado na Figura 40.

Por sua vez, para a inclusão de 15 cm, a região de pontos vermelhos é mais espalhada, assim como a região de pontos pretos, mostrando que, pela carga suportada ser maior, mais pontos foram plastificados e caracterizando uma ruptura mais generalizada da camada compactada.

Por último, a inclusão de 20 cm mostrou uma ruptura bastante generalizada, tendo a região de pontos plásticos seccionado toda a largura do modelo. Percebe-se também uma maior concentração de pontos plastificados por tração na região inferior do modelo, caracterizando um grande deslocamento da parte inferior, que, no modelo físico, evidenciou-se por uma grande quantidade de solo que caiu do modelo no final do carregamento.

Verificando a interface entre os pontos plastificado por compressão e os pontos plastificados por tração, encontrou-se uma possível superfície de ruptura (Figura 42), uma vez que o mecanismo de plastificação por compressão aumenta a compacidade do solo, diminuindo seus deslocamentos, e o mecanismo de plastificação por tração é caracterizado por um maior deslocamento. Notou-se também que o ângulo formado por esta possível superfície de ruptura nos casos de inclusões de 15 e 20 cm foram próximos.

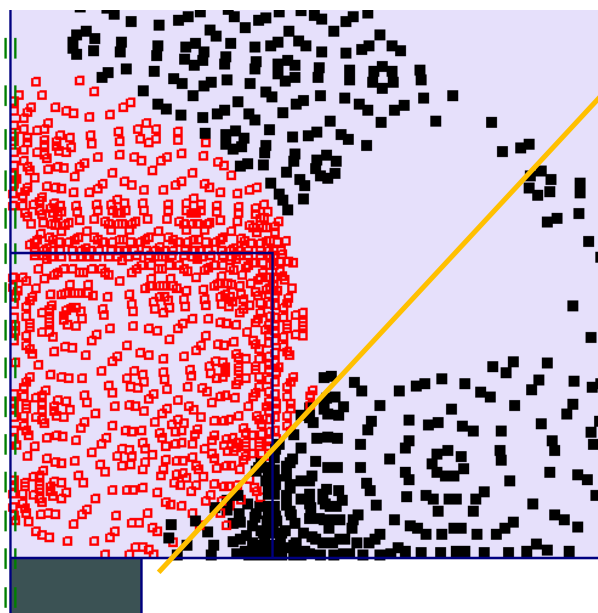


Figura 42. Possível superfície de ruptura.

Realizando a translação da linha representada na Figura 42 pelo eixo axissimétrico, essa suposta superfície formaria um tronco de cone invertido. Algo

semelhante foi obtido na modelagem física, Figura 37, evidenciando que a superfície de ruptura se dá de forma de tronco de cone.

Analisando as tensões nas inclusões ao final do carregamento da simulação, verificou-se que, nos três casos, os valores da tensão normal variaram pouco, como mostrado na Tabela 8.

Tabela 8. Média das tensões normais nas inclusões de 10, 15 e 20 cm para o solo com umidade ótima.

Diâmetro da inclusão	10 cm	15 cm	20 cm
Tensão média (kPa)	2076	1958	1926
Força calculada (kN)	16,04	34,60	60,50

A partir dessas tensões, foram calculadas as forças em cada inclusão, obtendo os valores acima mostrados. As forças aumentaram de acordo com o diâmetro das inclusões, correspondendo às cargas suportadas por cada modelo, e são maiores que as forças mostradas no gráfico da Figura 39 porque levam em consideração o peso da camada de solo.

Com isso, chegou-se à conclusão que a tensão média na inclusão não é de grande influência no sistema de inclusões rígidas, o valor que se deve verificar é a carga que chega nelas.

4.3.3 Modelagem da camada de distribuição estado inundada

Os parâmetros do solo utilizados nesta modelagem são os parâmetros encontrados nos ensaios realizados para o solo compactado na umidade ótima e depois saturado, cujos resultados foram mostrados no tópico 4.1 e resumidos na Tabela 9.

Tabela 9. Resumo dos parâmetros do solo no estado saturado.

Peso específico $\left(\frac{kN}{m^3}\right)$	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	K_0
19,4	52	19	0,674

De forma semelhante ao realizado para o solo na umidade ótima, realizando as simulações como foi explicado anteriormente, foi possível construir um gráfico de capacidade para os diâmetros de 15 e 20 cm da inclusão rígida, como mostrado na Figura 43.

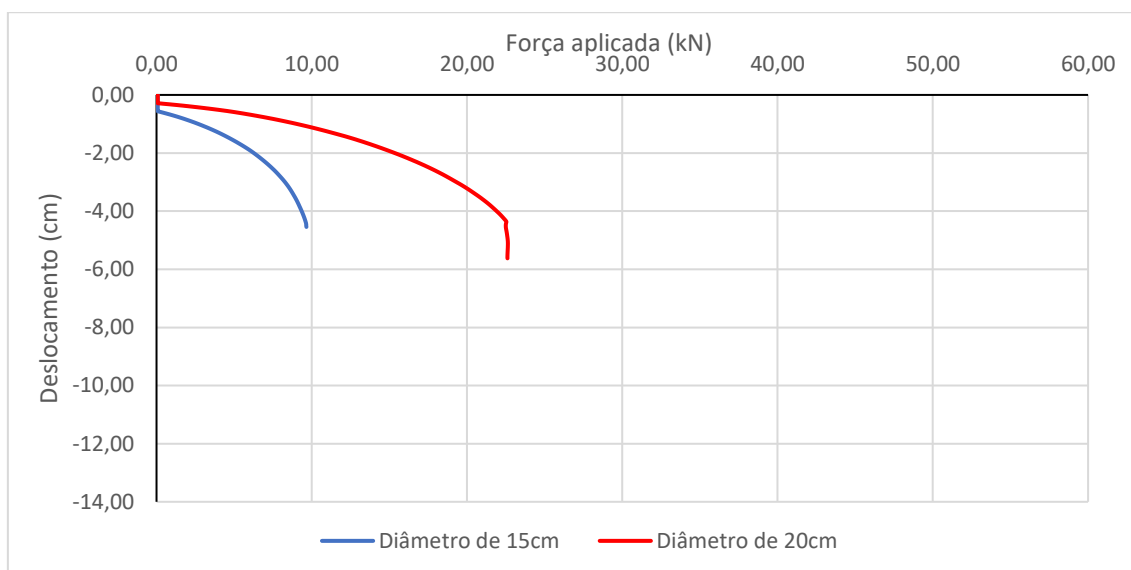


Figura 43. Gráfico de carga *versus* deslocamento para inclusões de diâmetro de 15 e 20 cm para solo no estado saturado.

O diâmetro de 10 cm não foi capaz de sustentar o peso próprio, tendo a camada de solo compactado rompido com a retirada da placa inferior. Por sua vez, as simulações realizadas com as inclusões de 15 e 20 cm resistiram ao peso próprio e foram rompidas pelo carregamento realizado.

Comparando às capacidades de carga do solo na umidade ótima, as capacidades obtidas para o solo saturado foram bastante inferiores, evidenciando que a perda de resistência pelo mecanismo de ruptura de solo colapsível tem uma grande relevância na capacidade de carga do sistema. Além disso, nota-se novamente que o diâmetro da estaca tem uma grande importância na capacidade de carga,

Para este solo foi estimado uma carga de ruptura de aproximadamente 8 kN para a inclusão de 15 cm, e de aproximadamente 17 kN para a inclusão de 20 cm, mostrando que um aumento de apenas 5 cm na inclusão, mais que dobrou a capacidade de carga do sistema, novamente. Essas cargas, porém, são bastante inferiores às cargas obtidas para o solo na umidade natural, não representando nem a metade daqueles. Em termos de tensão no solo, esses valores seriam 10 kPa e 22 kPa, respectivamente. Por sua vez, as cargas últimas para os casos, seriam de 9 e 23 kN, que, em termos de carga distribuída, têm valores de 11 e 29 kN/m², respectivamente.

Os pontos plastificados obtidos para estes casos foram similares aos obtidos para o solo com umidade ótima, como mostrado na Figura 44.

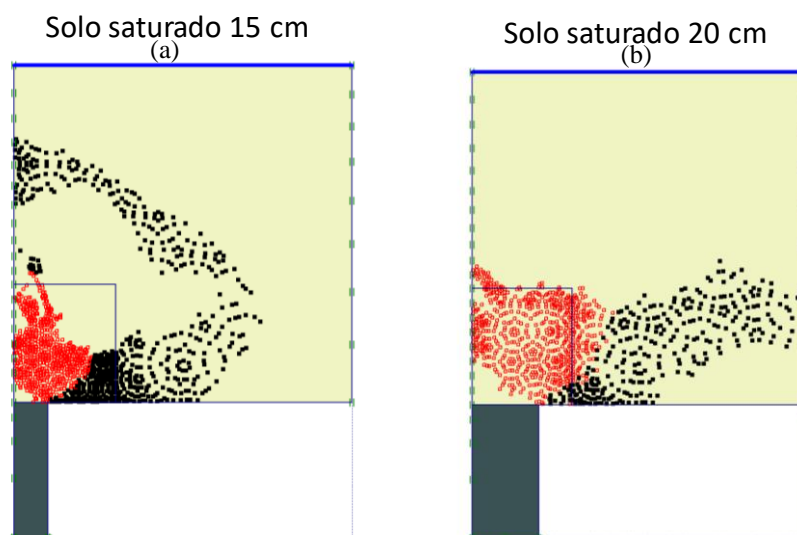


Figura 44. Pontos plásticos obtidos nas simulações para as diferentes inclusões com solo saturado, onde os pontos vermelhos representam pontos plastificados por compressão, e os pretos, pontos plastificados por tração. (a) Inclusão de 15 cm e (b) Inclusão de 20 cm.

Para a inclusão de 15 cm, a região de pontos vermelhos é espalhada, assim como a região de pontos pretos. A inclusão de 20 cm mostrou novamente uma ruptura bastante generalizada, tendo a região de pontos plásticos seccionado toda a largura do modelo.

Desta forma conclui-se que a forma de ruptura da camada compactada tem uma forte influência do diâmetro da inclusão rígida, uma vez que, para solos com parâmetros diferentes de resistência, foram obtidas formas similares de ruptura.

Novamente, analisando as tensões nas inclusões ao final do carregamento da simulação, verificou-se que, nos dois casos, os valores da tensão normal variaram pouco, como mostrado na Tabela 10.

Tabela 10. Média das tensões normais nas inclusões de 10, 15 e 20 cm para o solo saturado.

Diâmetro da inclusão	10 cm	15 cm	20 cm
Tensão média (kPa)	0	1064	1031
Força calculada (kN)	0	18,80	32,40

Apesar das tensões terem sido menores do que as obtidas com solo com umidade ótima, como era esperado, uma vez que as cargas resistidas foram menores, esses dados mostraram novamente que a tensão média na inclusão não é de grande influência no sistema de inclusões rígidas.

5 CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Os ensaios realizados, tanto físicos quanto numéricos, foram de grande utilidade para obtenção de dados base para o estudo dos mecanismos de transferência de carga da camada de distribuição, de ruptura dessa camada e ainda de capacidade de carga do sistema.

Foram realizados seis ensaios no modelo físico, variando os três diâmetros de inclusão em combinação com solo com ou sem adição de cimento, obtendo valores de carga aplicada, carga recebida pela inclusão, tensões no interior da camada de distribuição e deslocamentos da placa superior. Esses parâmetros foram acompanhados por meio de instrumentos de medição ao longo do ensaio e armazenados para a realização de análises.

O modelo físico, apesar de apresentar grande dificuldade de montagem e realização do ensaio, trouxe uma grande capacidade de visualização do sistema de fundação com inclusões rígidas, possibilitando a verificação de superfícies de ruptura, além de proporcionar uma grande base de dados de tensões, deformações e deslocamentos, que estão sendo utilizados para diversas análises.

Por sua vez, a modelagem numérica viabilizou resultados mais concretos e de fácil entendimento. Esses resultados possibilitaram o cálculo da carga de ruptura e da carga última do sistema para determinadas geometrias, assim como os deslocamentos ocasionados por essas cargas. Ao todo foram realizadas análises em seis modelos numéricos, de geometrias equivalentes aos ensaios realizados no modelo físico.

Ainda pela análise numérica, verificou-se uma possível superfície de ruptura, sendo delimitada pela interface entre os pontos plastificado por compressão e os pontos plastificados por tração. Essa interface teve uma inclinação similar nas duas geometrias com maior resistência e ainda apresentou uma similaridade com a possível superfície de ruptura da modelagem física.

Para continuar este trabalho, sugere-se estudar métodos analíticos mais completos e que sejam voltados para solo argilosos colapsíveis ou que podem ser adaptados para tais solos, a fim de ter melhor entendimento da distribuição de tensões na camada de distribuição.

Além disso, recomenda-se continuar as análises numéricas para outras geometrias e variações de parâmetros do solo, a mais de utilizar o modelo constitutivo mais apropriado para a situação em estudo. Desta forma, irá se obter dados mais confiáveis e melhores análises.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, E. E., GENS, A. & JOSA, A. (1990) A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3): 405-430.

ARAKI, M.S. (1997). Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.FM-040ª/97, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, DF, 121 p.

BARDEN, L., MADEDOR, A. O., SIDES, G. R. (1969). Volume change characteristics of unsaturated soil. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 95(1): 33-51.

BISHOP, A.W. & BLIGHT, G.E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soil. *Geotechnique*, 13(3): 177-197.

BOWLES, J. E. (1997). *Foundation analysis and design*. 5th edition. McGraw-Hill, 1997

BRIANÇON, L., FAUCHEUX, G. & ANDROMEDA, J. (2008). Full-scale experimental study of an embankment reinforced by geosynthetics and rigid piles over soft soil. 4th European Conference of Geosynthetics, (110): 2–9.

BRIANÇON, L., HAZA-ROSIER, E., THOREL, L., DAMIEL, D. & COMBARIEU, O. (2011). Recommendations for design, construction and control of rigid inclusion ground improvements. IREX's Soil Specialist Cluster, 317 p.

BS 8006 (1995). Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. Section 8, British Standard Institution

BURITICÁ, J. A. G. (2018). Inclusões rígidas para controle de recalques: análise da interação grupo de inclusões – camada de repartição. Tese de Doutorado em andamento. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 90p.

CARDOSO, F.B.F. (1995). Análise química, mineralógica e micromorfológica de solos tropicais colapsíveis e o estudo da dinâmica do colapso. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-06ª/95, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 140p.

CARREIRA, M. I. S. (2014), “Altura crítica em aterros suportados por colunas de areia encamisadas” Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.

CINTRA, L. C. A. (1998). Fundações em solos colapsíveis. Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, SP, 106 p.

COMBARIEU, O. (1990). Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application à l'édification de remblais sur sols médiocres. *Revue Française de Géotechnique*, 44, 57 – 79.

DAS, B. M., SOBHAN, K. (2014). Fundamentos de engenharia geotécnica. Tradução da 8. Ed. Norte-americana. Ed. Cengage Learning Edições Ltda. São Paulo, SP. 313p.

DUDLEY, J. H. (1970). Review of collapsing soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE*, Vol. 96, n° SM1, p. 925-947.

ECHEVERRÍA, S. P. (2006). Efeitos de arqueamento em aterros sobre solo estaqueado. Dissertação de mestrado, Publicação GDM-143/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 136 p.

EHRLICH, M. (1993). Método de dimensionamento de lastros de brita sobre estacas com capitéis. *Solos e Rochas*, 16, (4): p. 229-234.

GUIMARÃES, R. C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-090A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183p.

HEWLWTT, W. J. & RANDOLPH, M. F. (1988). Analysis of piled embankment, *Ground Engineering*, 21(3), 12 – 18.

JENCK, O., DIAS, D. & KANSTER, R. (2005). Soft ground improvement by vertical rigid piles two-dimensional physical modelling and comparison with current design methods. *Soils and Foundations*, vol. 45, no. 6, 15-30, Dec. 2005.

JENNINGS, J. E. & BURLAND, J.B. (1962). Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils, *Geotechnique*, 12 (2): 125-144.

JENNINGS, J. E. & KNIGHT, K. (1957). The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sand subsoils on wetting. *Proc. of the 4th ISSMFE*, 1: 316-319.

JONH, N. W. M. (1987). *Geotextiles*, Chapman and Hall, New York, Blackie.

JONES, C. J. F. P., LAWSON, C. R. & AYRES, D. J. (1990). Geotextilereinforced pile embankments, 4th Int. Conf. Geotextiles Geomenbranes and Related Products, Den Haag, 1, 155-160.

KEMPFERT, H. G., GOBEL, C., ALEXIEW, D., HEITZ, C. (2004). German recommendations for reinforced embankments on pile-similar-elements. EuroGeo 3, DGGT, Munich, Alemanha, A-9: 279 – 284.

KEMPFERT, H. G., STADEL, M. & ZAESKE, D. (1997). Bereschnung von geokunststoffbewehrten Tragschichten über Pfahlelementen, Bautechnik, 74(12), 818 – 825.

KNIGHT, K. (1963). The origin and occurrence of collapsing soil. III South African Regional Conf. on Soil Mech. And Found. Engineering, England, pp 127-130.

LOBO, A. S., FERREIRA, C. V. & ALBIERO, J. H. (1997). Problemas de Fundações em solo colapsível – Estudo de casos. In: Simpósio sobre solos não saturados, 3, Rio de Janeiro-RJ, Anais..., Rio de Janeiro - RJ, ABMS-UFRJ, p. 77-89.

LOBO, A. S., FERREIRA, C. V. RENÓFIO, A. & ALBIERO, J. H. (2004). Danos em edificações apoiadas em solo colapsível. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 5, São Carlos-SP, Anais..., São Carlos – SP, ABMS, p. 357-362.

LÓPEZ, R., SHAO, L., LAM PO, I. & GULARTE, F. (1999). Composite ground reinforcement foundation system for large capacity grain domes under static and seismic loads. XI Congresso Panamericano de Mecánica Suelos e Ingeniería Geotécnica, Foz do Iguazu, Brasil: 1-16.

MARSTON, A. & ANDERSON, A. O. (1913): The theory loads on pipes ditches and tests on cement and clay drain tile and sewer pipes, Iowa Eng, Exp. Station Armes, bull. 31.

MENESCAL, R.A. (1992). Modelagem numérica do comportamento tensão-deformação de solos não-saturados. Dissertação de mestrado, UnB, Brasília, 213 p.

MENEZES, R.S. & FRAGA, M.B.T. (1994). Solos colapsíveis. 2º Simpósio sobre Solos Não Saturados. Pernambuco, Recife, p. 111-116.

NUÑEZ, E. (1975). Special soils: collapsible, expansive, preconsolidated by desiccation (in Spanish). V Congreso Panamericano de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones. Anais..., Buenos Aires/Argentina, Vol.IV, Seção II, p. 43-73.

PÉREZ, R.F. (2017). Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-284/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 160 p.

PALMEIRA, E. M. (2018). Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 294 p.

PINTO, C. C. (2000). Curso básico de Mecânica dos Solos. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 247 p.

RINCON, E.R. (2016). Análise experimental do comportamento de sistemas radier estaqueado em solos moles em processos de adensamento. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-119/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 237 p.

RODRÍGUEZ, J. F. (2001). Uso de inclusiones rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos. Tesis de Maestría em Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, DF, 154 p.

RODRÍGUEZ, J.F. (2010). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la ciudad de México. Tesis de Doctorado em Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, DF, 244 p.

RODRÍGUEZ, J.F. & AUVINET, G. (1999). Uso de inclusiones para el control de asentamientos debido a abatimientos piezométricos. XI Congreso Panamericano de Mecánica Suelos e Ingeniería Geotécnica, Brazil.

SANTOYO, E. & OVANDO, E. (2006). Geotechnical considerations for hardening the subsoil in Mexico City's Metropolitan Cathedral. International Symposium of Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, ISSMGE TC36, Ciudad de México, México, DF, : 171-178.

SILVA, J. D. (2006). Estudo da colapsibilidade da argila porosa de Brasília pelo fluxo de contaminantes. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-146/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 141p.

SORIANO, H. L. (2009). Elementos Finitos – Formulação e Aplicação na Estática e Dinâmica das Estruturas. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna, Ltda., 2009.

SPOTTI, A. P. (2006), Aterro estaqueado reforçado instrumentado sobre solo mole. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ;

TAYLOR, R. N. (1995). *Centrifuges in modelling: principles and scale effects*. Geotechnical centrifuge technology, R.N. Taylor (Ed), Blackie Academic & Professional, London, UK, pp 19-33.

TERZAGHI, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley and Sons, New York, NY, 425 p.

VILAR, O. M. e FERREIRA, S. R. M (2015). Solos colapsíveis e expansivos. Solos não saturados no contexto geotécnico, Camapum de Carvalho, J., Gitirana Jr, G., Machado, S., Mascarenha, M.M. & Filho, F. (eds.), ABMS, São Paulo, SP, pp. 415-440.

VILAR, O. M., RODRIGUES, J. E. & NOGUEIRA, J. B. (1981). Solos colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. In: Simpósio Brasileiro de solos Tropicais, Rio de Janeiro, 1981. V.1, p. 209-224.